

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh dálničního mostu budovaného na přestavné skruži

Design of highway bridge build on movable scaffolding

Vedoucí diplomové práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

2021/2022

Bc. Tomáš Čihulek

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Čihulek** Jméno: **Tomáš** Osobní číslo: **462002**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Návrh dálničního mostu budovaného na přestavné skruži

Název diplomové práce anglicky:

Design of highway bridge built on movable scaffolding

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

Ing. Michal Drahorád, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **21.02.2022**

Termín odevzdání diplomové práce: **15.05.2022**

Platnost zadání diplomové práce: _____

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D., a že veškeré prameny, ze kterých jsem čerpal jsem uvedl v seznamu použité literatury.

V Hradci Králové dne 15.5.2022

Bc. Tomáš Čihulek

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu mé diplomové práce Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za vedení, cenné rady a úsilí, které mně a mé práci věnoval. Zároveň bych rád vzdal dík mé přítelkyni a mé rodině, která se mnou měla trpělivost a byla mi velkou podporou až do poslední věty.

Abstrakt

Diplomová práce je zaměřena na návrh mostní konstrukce z předpjatého železobetonu na Slovensku v místě, kde rychlostní silnice R2 u obce Lovinobaňa překonává silnici III/508036.

Práce navazuje na podklady z předchozího stupně dokumentace ve stupni DUR (dokumentace pro územní rozhodnutí).

Cílem práce bylo navrhnout postup výstavby, způsob a vedení předpětí a následně navrženou konstrukci posoudit. Konstrukce byla navržena jako dvoutrémový šestipolový spojitý most. Výstavba byla navržena po jednotlivých polích na pevné přestavné skruži.

Statický výpočet byl zaměřen na posouzení hlavní nosné konstrukce a rámcové navržení spodní stavby. Nejprve došlo k vyhodnocení roznášení zatížení dopravou na 3D deskostěnovém modelu konstrukce a následně byla konstrukce pomocí časově závislé analýzy posouzena na 2D prutovém modelu.

Součástí práce je i výkresová dokumentace konstrukce.

Klíčová slova

silniční most, trémový most, spojitý nosník, předpjatý beton, fáze výstavby

Abstract

The master thesis deals with the design of a bridge structure made of prestressed concrete in Slovakia where the expressway R2 bridges the road III/508036 near the Lovinobaňa village. The thesis builds on the previous level of documentation - documentation for zoning decisions.

The goal of the thesis is to propose the construction process, method and line of prestressing tendon and to evaluate the structure afterwards. The structure was defined as a six span continuous double tee beam and the construction process as span-by-span supported by mowable scaffolding.

The static calculations focus on the bridge superstructure assessment and the substructure general design. First, the traffic load distribution was evaluated on a 3D shell model followed by time dependent 2D bar model analysis. The drawings of the designed bridge structure are also presented in the thesis.

Keywords

road bridge, girder bridge, continuous beam, prestressed concrete, construction process

Obsah

1 Úvod	9
2 Popis mostu	10
2.1 Lokalita	10
2.2 Popis mostu	10
2.3 Postup výstavby	13
2.3.1 Seznámení s možnostmi výstavby	13
2.3.2 Výstavba konstrukce na přestavné skruži	14
2.3.3 Postup výstavby konstrukce	16
3 Výpočet	17
3.1 Konstrukce mostu	17
3.1.1 Materiály	17
3.1.2 Průřezy	19
3.2 Výpočet zatížení	21
3.2.1 Stálé zatížení	21
3.2.2 Proměnné zatížení	22
3.3 Kombinace zatížení	28
3.4 Předběžný návrh předpětí	29
3.4.1 Poloha předpětí v průřezu	29
3.4.2 Zatížení nejnamáhanějšího průřezu v poli	30
3.4.3 Návrh předpínací síly	31
3.4.4 Prvotní návrh geometrie kabelů	33
3.4.5 Časově závislá analýza konstrukce	34
3.5 Konečný návrh předpětí	36
3.6 Posouzení konstrukce – mezní stav použitelnosti	37
3.6.1 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí v betonu	37
3.6.2 Kvazi-stálá kombinace zatížení	38
3.6.3 Častá kombinace zatížení	42
3.6.4 Charakteristická kombinace zatížení	44
3.6.1 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí v předpínací výztuži	46
3.7 Posouzení konstrukce – mezní stav únosnosti	47

3.7.1 Ohyb s normálovou silou	47
3.8 Návrh spodní stavby	53
3.8.1 Návrh a posouzení pilířů	53
3.8.2 Výpočet zatížení pilot.....	57
4 Závěr	59

1 Úvod

Mostní konstrukce člověk využíval od nepaměti. Nejprve se používaly mosty (lávky) dřevěné a následně kamenné.

Beton, který vznikl jakožto umělý kámen, začal postupně nahrazovat přírodní kámen při stavbě mostů. Zatímco kamenné mosty byly sestaveny z velkého množství relativně malých prvků, ty betonové, respektive později železobetonové, byly monolitické. Odlišný charakter těchto konstrukcí vedl i ke změnám konstrukčního systému.

Betonové mosty se začaly stavět v druhé polovině 19. století. Nejprve za použití prostého betonu - např. malý most přes Rokytku v Praze-Libni 1896, Hlávkův most v Praze 1910 a následně jako železobetonové.

První použití železobetonu v Čechách se objevuje počátkem 20. století (most přes Bečvu v Přerově, 1903). Velký rozmach pak nastal hlavně po 1. světové válce, kdy více jak 1/3 mostů na silnicích a železnicích byla vystavěna právě z železobetonu (most přes Lužnici v Táboře 1935, most přes Vltavu u Podolska 1941).

V druhé polovině 20. století dochází k rozvoji technologie předpjatého betonu. K masivnějšímu používání předpjatého betonu došlo zejména po druhé světové válce. Díky jeho užití se zmenšila tíha a rozměry nosných konstrukcí, a tak bylo možné využívat hospodárnější stavební postupy, zvláště pak pro mosty velkých rozměrů.

V době socialistické republiky byl ale vývoj nové technologie předpjatého betonu velmi náročný. Chyběly zkušenosti a velmi omezený kontakt se západními, v této oblasti zkušenějšími státy, neumožňoval rychlý přenos informací o těchto nových technologiích. Přesto se podařilo úspěšně vyvinout vlastní technologie pro výstavbu mostů. Rozvoj tehdy nové technologie se nevyhnul některým vývojovým stadiím, která byla později považována za nevhodná a vedla např. k menší trvanlivosti některých předpjatých konstrukcí. Situace se změnila po roce 1990, kdy se otevřela přímá spolupráce se západními státy, a nejvyspělejší technologie začaly být používány i u nás.

2 Popis mostu

2.1 Lokalita

Stavba mostu je plánovaná na nově budované rychlostní silnici R2 na úseku Mýtina – Tomášovce (obr. 2.1.1), která bude propojovat Zvolen s východním Slovenskem.

Most se nachází jihozápadně od obce Lovinobaňa, kde rychlostní silnice R2 v kilometru 15,190 00 kříží silnici 3. třídy III/508036. Předpokládaný termín dokončení tohoto úseku je podzim 2022.



Obr. 2.1.1: Úsek rychlostní silnice R2 Mýtina – Tomášovce [1]

2.2 Popis mostu

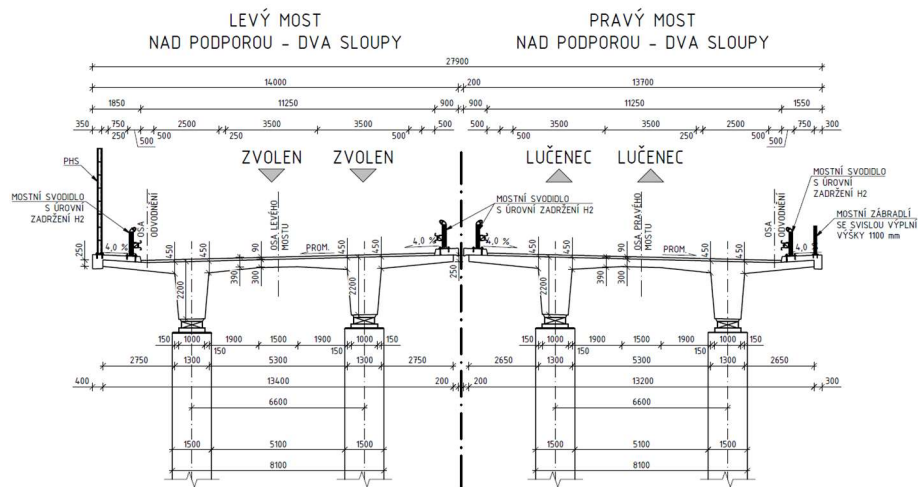
Každý ze směrů rychlostní komunikace bude veden na samostatné mostní konstrukci. Nosná konstrukce je navržena jako dvojice trámů výšky 2,20 m, s osovou vzdáleností 6,60 m. Spodní hrana trámu je široká 1,00 m a postupně se směrem nahoru k desce rozšiřuje na 1,30 m. Deska má proměnnou tloušťku, přičemž v místě spojení desky s trámem je tloušťka 0,45 m, uprostřed příčného řezu je tloušťka 0,30 m a na vnějších okrajích konstrukce je tloušťka 0,25 m. Délka vnějšího vykonzolování desky je pro jednotlivé mosty odlišná.

U pravého mostu (směrem na Lučenec) je délka vykonzolované desky 2,65 m. Celková šířka nosné konstrukce pravého mostu je 13,2 m. U levého mostu (směr na Zvolen) je délka vykonzolované desky 2,75 m. Celková šířka nosné konstrukce levého mostu je potom 13,4 m.

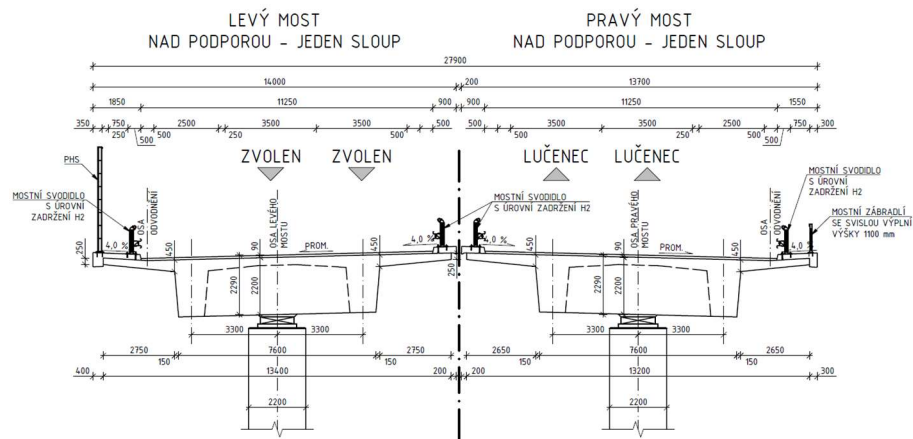
Osa komunikace na mostě směrově přechází z oblouku o poloměru 750,0 m na přechodnici délky 150 m. Pravý most začíná ve staničení km 15,165 80 a končí v km 15,336 80. První pole má rozpětí 22,0 m, druhé pole 31,0 m, třetí až páté pole mají shodné rozpětí 32,0 m, poslední šesté pole má rozpětí shodné s prvním, tedy 22,0 m. Levý most začíná ve staničení km 15,141 28 a končí v km 15,327 78. První pole má rozpětí 22,0 m, druhé pole 31,5 m, třetí až páté pole jsou shodného rozpětí 36,0 m, poslední šesté pole má rozpětí 25,0 m.

Výškově komunikace ve směru staničení před mostem stoupá ve sklonu 1,29 %, přechází do výškového oblouku s vrcholem v km 15,154 76 a poloměrem 20 000 m a za mostem klesá se sklonem 2,21 %. Komunikace před mostem vychází ze zářezu a za mostem pokračuje na násypu.

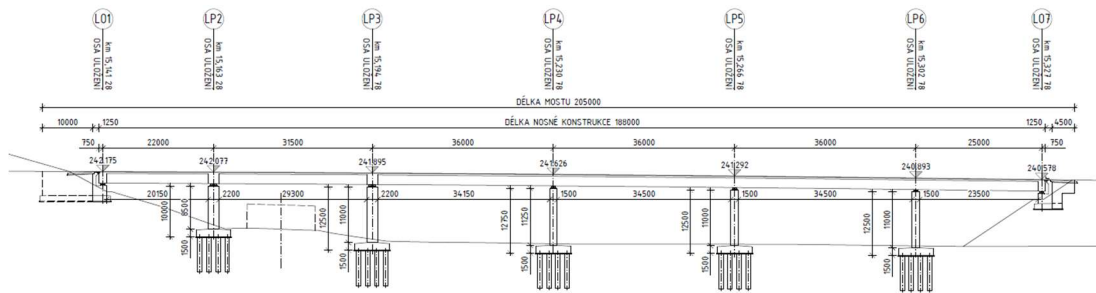
Mezilehlé podpory 4, 5 a 6 jsou tvořeny dvojicí pilířů, na kterých jsou přes ložiska usazeny trámy konstrukce. Z důvodu stísněných podmínek v okolí komunikace III/508036 vedené pod druhými poli obou mostů jsou mezilehlé podpory 1 a 2 tvořeny pouze jedním pilířem. Na pilíři je na ložisku usazena konstrukce, která je v tomto místě ztužena železobetonovým příčnickem.



Obr. 2.2.1: Příčný řez mostem (nad podporou tvořenou dvěma pilíři)



Obr. 2.2.2: Příčný řez mostem (nad podporou tvořenou jedním pilířem)



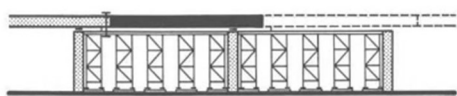
Obr. 2.2.3: Podélný řez mostem

2.3 Postup výstavby

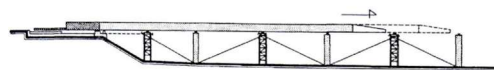
2.3.1 Seznámení s možnostmi výstavby

Výstavbu betonových konstrukcí lze provádět několika možnými způsoby. Základní dělení je na konstrukce betonované na místě, konstrukce sestavené z prefabrikovaných dílců a konstrukce kombinující jak monolitický, tak prefabrikovaný beton. Vzhledem k faktu, že se v našem případě jedná o trémovou konstrukci, budou popsány pouze ty postupy výstavby, které jsou pro výstavbu tohoto typu konstrukce relevantní.

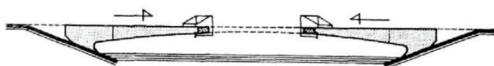
Mezi postupy výstavby používající se pro betonáž konstrukce na místě neboli pro monolitické konstrukce patří: betonáž konstrukce na skruži (obr. 2.3.1), vysouvání (obr. 2.3.2), letmé betonování (obr. 2.3.3) a otáčení (obr. 2.3.4).



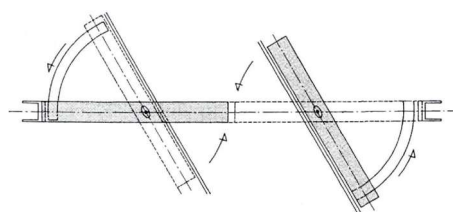
Obr. 2.3.1: Schéma betonáže na skruži [2]



Obr. 2.3.2: Schéma vysouvání konstrukce [2]

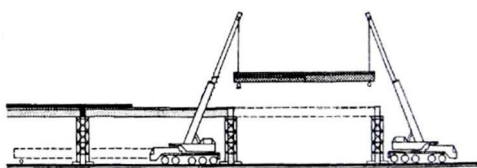


Obr. 2.3.3: Schéma letmé betonáže [2]

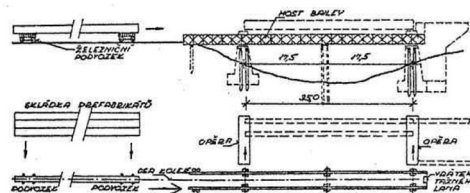


Obr. 2.3.4: Schéma otáčení konstrukce [2]

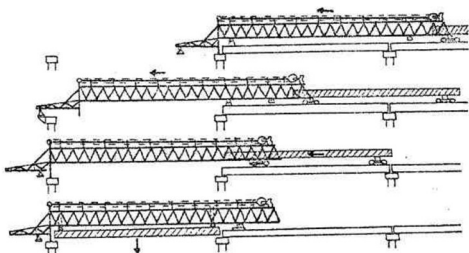
U Prefabrikovaných konstrukcí záleží na typu prefabrikace. Konstrukce může být rozdělena buďto podélně na jednotlivé prefabrikované nosníky nebo příčně na několik krátkých segmentů. Prefabrikované podélné nosníky se montují buďto zpod mostu pomocí jeřábů (obr. 2.3.5), nebo zpoza opěry pomocí zavážecího (obr. 2.3.6) nebo montážního mostu (obr. 2.3.7).



Obr. 2.3.5: Schéma montáže jeřábem [2]

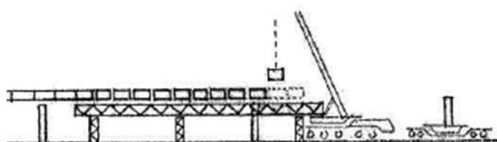


Obr. 2.3.6: Schéma zavážecího mostu [3]

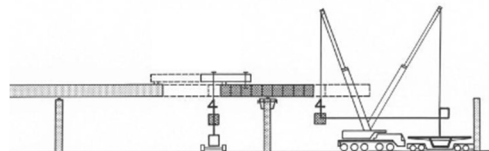


Obr. 2.3.7: Schéma montážního mostu [3]

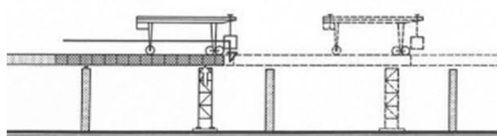
Výstavba konstrukcí z prefabrikovaných segmentů se do značné míry podobá výstavbě z monolitického betonu. Montáž segmentů lze provádět několika způsoby: na skruži (Obr. 2.3.8), letmo v rovnovážných konzolách (Obr. 2.3.9) nebo montáží letmo vpřed (Obr.2.3.10). Při výstavbě letmou montáží se často využívá technologie výsuvného zavážecího mostu (Obr. 2.3.11).



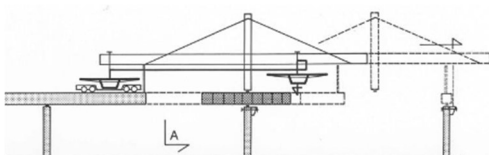
Obr. 2.3.8: Schéma montáže na skruži [3]



Obr. 2.3.9: Schéma letmo v rovnovážných konzolách [2]



Obr. 2.3.10: Schéma letmé montáže vpřed [2]



Obr. 2.3.11: Schéma výsuvného mostu [2]

2.3.2 Výstavba konstrukce na přestavné skruži

Vzhledem k tomu, že výška mostu je poměrně nízká a není nijak bráněno přístupu pod most, je výhodné pro budování konstrukce využít výstavbu na pevné skruži. Při malých výškách nad terénem (zhruba do 15 m) lze takto konstrukci zhotovit velmi efektivně a hospodárně.

U kratších mostů, zhruba do délky 100 m, je pevná skruž umístěna pod celou konstrukcí a most je betonován najednou. U delších mostů, jako je tomu v případě mostu řešeném v předkládané diplomové práci, je konstrukce betonována po jednotlivých polích, a po dokončení jednoho pole je skruž rozebrána a přesunuta do pole následujícího. Spára mezi jednotlivými takty se zpravidla volí v místě nulového momentu od stálého zatížení.

U konstrukcí s konstantním průřezem se takové místo nachází přibližně v 1/5 rozpětí pole. Bednění je většinou sestaveno do několika celků, které se mezi jednotlivými poli přesouvají, a odpadá tak nutnost připravovat bednění pro každé pole samostatně.

Přestavná skruž, stejně jako skruž pevná, přenáší vlastní tíhu konstrukce přímo do základové půdy. Při návrhu skruže je proto nutné navrhnout její řádné založení a v případě výrazných sedání je potřeba provést nadvýšení konstrukce.

Vzhledem k tomu, že se skruž přesouvá mezi jednotlivými poli, je většinou sestavena z inventárních podpěr a ocelových nosníků, aby se omezilo množství přesouvaného materiálu.

Jako příklad výstavby konstrukce na skruži je uvedena na obrázku 2.3.12 pevná skruž použitá při výstavbě silničního okruhu kolem Prahy v úseku Vestec – Lahovice. Pro ukázkou použití přestavné skruže poslouží obrázek 2.3.13 z výstavby dálničního mostu na Slovenské dálnici D3 v Úseku Svrčinovec - Skalité.



Obr. 2.3.12: Konstrukce betonovaná na skruži [4]



Obr. 2.3.13: Konstrukce stavěná na přestavné skruži [5]

2.3.3 Postup výstavby konstrukce

Prvním krokem je provedení výkopových prací a připravení pilotového založení konstrukce. Následně bude provedeno vybetonování krajních opěr a mezilehlých pilířů.

Po těchto počátečních krocích může začít vlastní výstavba nosné konstrukce mostu. Výstavba nosné konstrukce bude postupovat ve směru staničení komunikace, tedy od prvního pole k poslednímu. Při prvním taktu betonáže bude vybetonováno celé první pole a 1/5 pole následujícího. Celková délka prvního taktu bude 29,050 m. Po uplynutí 8 dní od betonáže bude první pole předepnuto předpínací výztuží.

Po předepnutí prvního taktu se skruž přesune do pole 2, s tím, že opět bude přesahovat o 1/5 do sousedního pole. Celková délka druhého taktu bude 32,400 m. Betonáží druhého pole bude provedena tři týdny po betonáži pole prvního. Po uplynutí 8 dnů opět dojde k předepnutí právě budovaného pole.

Celý tento proces bude zopakován postupně pro každé pole, až dojde k postavení celé nosné konstrukce. K předepnutí posledního pole by mělo dojít v čase 113 dní od započetí výstavby nosné konstrukce.

V posledním kroku se na konstrukci zbuduje mostní svršek a následně lze most uvést do provozu.

3 Výpočet

V následující kapitole bude proveden statický výpočet konstrukce levého mostu. Výpočet pravého mostu by byl téměř identický, a proto je představení postupu pro jeden most dostačující. Levý most byl vybrán, protože na rozdíl od pravého na něm zatížení vyvolává větší vnitřní síly. To je způsobeno větším rozpětím jednotlivých polí a větší šířkou nosné konstrukce.

Ačkoliv se most nachází na území Slovenska, pro účel diplomové práce bude výpočet probíhat podle českých norem a postupů.

Nejprve budou stanoveny velikosti zatížení, která na konstrukci působí, následně budou sestaveny jejich jednotlivé kombinace, které budou použity při návrhu předpínací výztuže a posouzení navržené konstrukce. Pro výpočet vnitřních sil bude použit prutový model v programu SCIA Engineer. Výpočet uvažující postup výstavby bude proveden pomocí časově závislé analýzy.

3.1 Konstrukce mostu

3.1.1 Materiály

V následující kapitole jsou popsány jednotlivé charakteristiky materiálů navržených v konstrukci.

Beton

Materiál:	C35/45
Pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Objemová tíha – beton:	$\gamma_{c1} = 24 \text{ kN/m}^3$
– železobeton:	$\gamma_{c2} = 25 \text{ kN/m}^3$
– předpjatý železobeton:	$\gamma_{c3} = 26 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,5$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,5} \quad (1)$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$$

Betonářská ocel

Materiál:	B500B
Mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Objemová tíha:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,15$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \quad (2)$$
$$f_{yd} = 434,7 \text{ MPa}$$

Předpínací výztuž

Materiál:	Y1860 S7
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1\,860 \text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu:	$f_{p0,1k} = 1\,640 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 195 \text{ GPa}$
Průměr lana:	$\varnothing = 15,7 \text{ mm}$
Plocha lana:	$A_1 = 150 \text{ mm}^2$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,15$

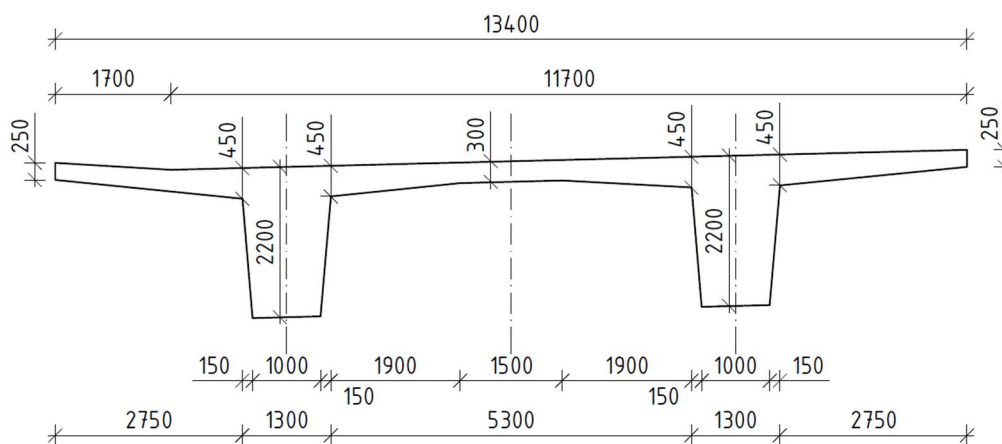
$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p,01,k})$$
$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot 1\,860 \text{ MPa}; 0,9 \cdot 1\,640 \text{ MPa}) \quad (3)$$
$$\sigma_{p,max} = 1\,476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p,01,k})$$
$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot 1\,860 \text{ MPa}; 0,85 \cdot 1\,640 \text{ MPa}) \quad (4)$$
$$\sigma_{p,m0} = 1\,394 \text{ MPa}$$

3.1.2 Průřezy

Většina konstrukce je tvořena průřezem zobrazeným na obrázku 3.1.1. Pouze nad opěrami a nad podpěrou 2 a 3, které jsou tvořeny pouze jedním pilířem se nachází příčné ztužení. Ztužený průřez je zobrazen na obrázku 3.1.2. Pod jednotlivými obrázky jsou vypsány průřezové charakteristiky daného průřezu.

Průřez konstrukce

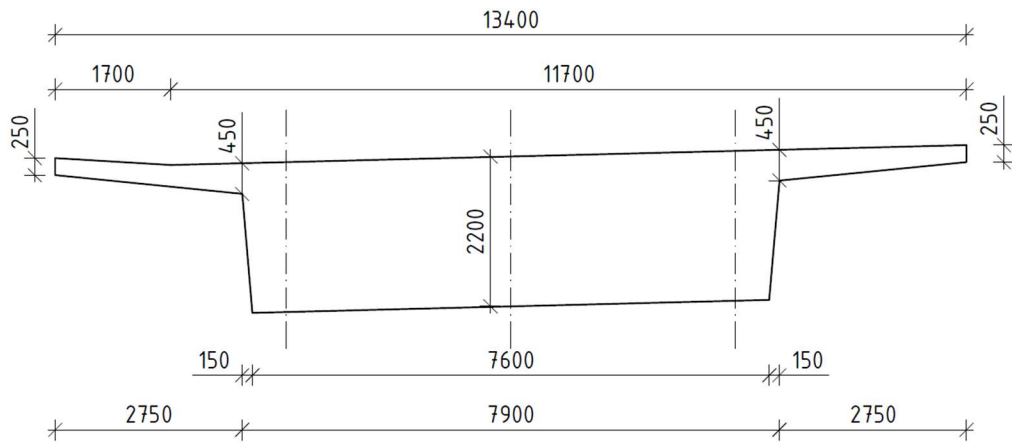


Obr. 3.1.1: Průřez konstrukce mostu

Průřezové charakteristiky

Materiál	C35/45	
Modul pružnosti	$E_s = 32 \text{ GPa}$	
Souč. tepl. délk. roztaž.	$\alpha = 0,000 \text{ 010}$	
Plocha:	$A = 8,995 \text{ m}^2$	
Těžiště	$z_t = 1,519 \text{ m}$	
Smykové plochy:	$A_y = 3,809 \text{ m}^2$	$A_z = 4,885 \text{ m}^2$
Moment setrvačnosti:	$I_y = 3,761 \text{ m}^4$	$I_z = 115,24 \text{ m}^4$
Poloměr setrvačnosti:	$i_y = 647 \text{ mm}$	$i_z = 3 \text{ 579 mm}$
Elastický průřezový modul:	$W_{el,y} = 2,476 \text{ m}^3$	$W_{el,z} = 17,20 \text{ m}^3$

Průřez ztužujícího příčniku



Obr. 3.1.2: Průřez ztužujícího příčniku

Průřezové charakteristiky

Materiál	C35/45	
Modul pružnosti	$E_s = 32 \text{ GPa}$	
Souč. tepl. délk. roztaž.	$\alpha = 0,000 \text{ 010}$	
Plocha:	$A = 19,043 \text{ m}^2$	
Těžiště	$z_t = 1,200 \text{ m}$	
Smykové plochy:	$A_y = 17,324 \text{ m}^2$	$A_z = 14,790 \text{ m}^2$
Moment setrvačnosti:	$I_y = 8,357 \text{ m}^4$	$I_z = 139,51 \text{ m}^4$
Poloměr setrvačnosti:	$i_y = 662 \text{ mm}$	$i_z = 2 \text{ 707 mm}$
Elastický průřezový modul:	$W_{el,y} = 6,964 \text{ m}^3$	$W_{el,z} = 20,822 \text{ m}^3$

3.2 Výpočet zatížení

3.2.1 Stálé zatížení

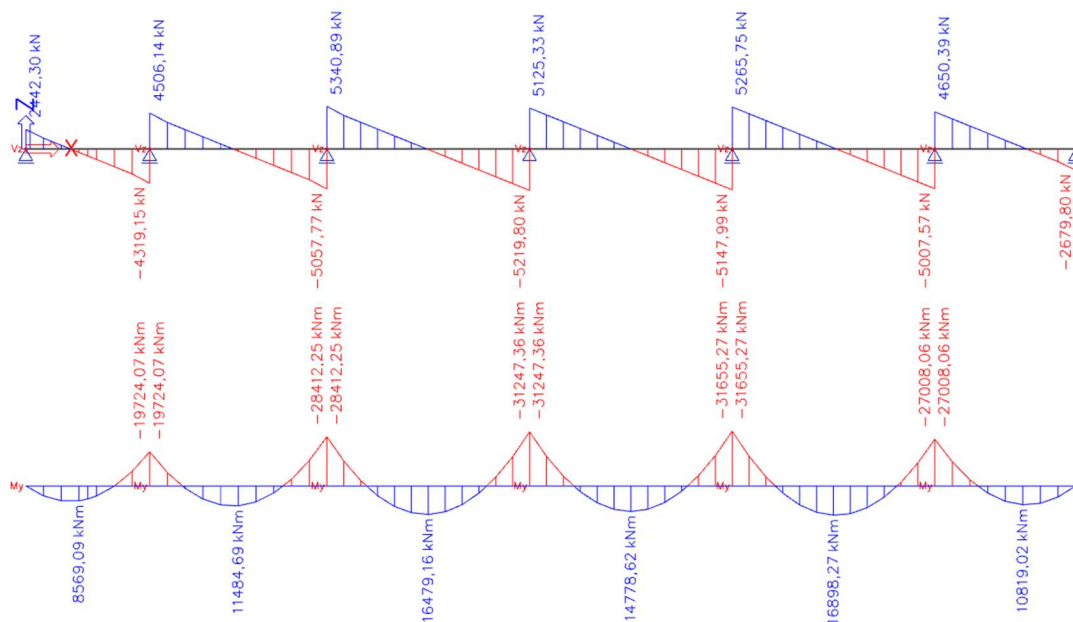
Vlastní tíha nosné konstrukce

		g_k
Běžný průřez konstrukce	$8,995 \text{ m}^2 \cdot 26,0 \text{ kN/m}^3$	233,87 kN/m
Ztužující příčník	$19,043 \text{ m}^2 \cdot 26,0 \text{ kN/m}^3$	495,12 kN/m

Ostatní stálé zatížení

		g_k
Železobetonová římsa – pravá	$0,223 \text{ m}^2 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$	5,58 kN/m
Železobetonová římsa – levá	$0,508 \text{ m}^2 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$	12,70 kN/m
Vozovkové souvrství (včetně hydroizolace)	$1,009 \text{ m}^2 \cdot 24,0 \text{ kN/m}^3$	24,22 kN/m
Mostní svodidla		2x 2,0 kN/m
Protihluková stěna		5,0 kN/m
Celkem		51,5 kN/m

Výsledné posouvající síly a momenty od veškerého stálého zatížení působícího na prutovém modelu konstrukce jsou vykresleny na obrázku 3.2.1.



Obr. 3.2.1: Vnitřní síly od stálého zatížení

3.2.2 Proměnné zatížení

3.2.2.1 Zatížení teplotou

Zatížení mostních konstrukcí vyvolané teplotními změnami se dle ČSN EN 1991-1-5 [6] stanoví pomocí rovnoměrné složky teploty a svislé rozdílové složky teploty. Rovnoměrná složka teploty vyvolává vzhledem k statickému schématu konstrukce pouze rovnoměrné prodloužení, popřípadě zkrácení konstrukce, a návrh vlastní konstrukce tedy nikterak neovlivňují. Nerovnoměrná složka teploty naproti tomu zohledněna být musí, neboť statické schéma konstrukce brání volnému zakřivení konstrukce a v té proto následně vzniká napětí.

Pro stanovení nerovnoměrné svislé složky teploty byl použit normový postup 2, popsaný v článku 6.1.4.2 výše zmíněné normy, doporučený pro území ČR. Podle tabulky B.3 v normativní příloze normy ČSN EN 1991-1-5 [6] byly interpolací zjištěny hodnoty nelineární rozdílové složky teploty viz tabulka 1. Následně bylo pomocí rovnice 5 převedeno nerovnoměrné zatížení teplotou na nerovnoměrné zkrácení, popřípadě protažení průřezu. Pomocí rovnice 6 bylo převedeno zkrácení/protažení na napětí a pomocí rovnic 7 a 8 byly získány ekvivalentní vnitřní síly v průřezu při oteplení a ochlazení konstrukce. Výsledné zatížení teplotou je uvedeno v tabulce 2.

Posouvající síly a momenty, které toto náhradní zatížení teplotou vyvolává na prutovém modelu konstrukce, jsou vykresleny na obrázku 3.2.2 pro oteplení konstrukce a obrázku 3.2.3 pro ochlazení.

Tabulka 1: Hodnoty svislých rozdílů teplot nosné konstrukce

Tloušťka desky	Tloušťka mostního svršku	Rozdíly teplot						
		oteplování			ochlazování			
		ΔT_1	ΔT_1	ΔT_1	ΔT_1	ΔT_1	ΔT_1	ΔT_1
[m]	[mm]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
1,5	90	14,36	3,20	2,42	-8,84	-0,54	-0,96	-6,52

$$\Delta \varepsilon_t = \alpha \Delta t \quad (5)$$

$$\sigma_{x,i} = E \varepsilon_i \quad (6)$$

$$\sigma_{x,i} = E \alpha \Delta t_i$$

$$N = \int \sigma_x dA$$

$$N = \int \sigma_x b dz = \int E \cdot \alpha \cdot t \cdot b dz = E \cdot \alpha \cdot \int t \cdot b dz \quad (7)$$

$$N \approx E \cdot \alpha \cdot \sum t_i \cdot b_i \cdot \Delta z_i$$

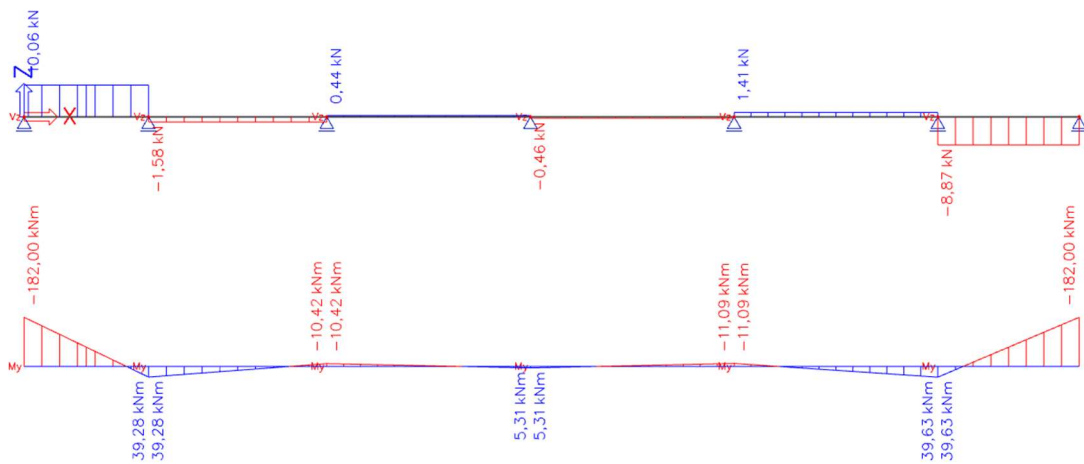
$$M = \int \sigma_x z dA$$

$$M = \int \sigma_x b z dz = \int E \cdot \alpha \cdot t \cdot b \cdot z dz = E \cdot \alpha \cdot \int t \cdot b \cdot z dz \quad (8)$$

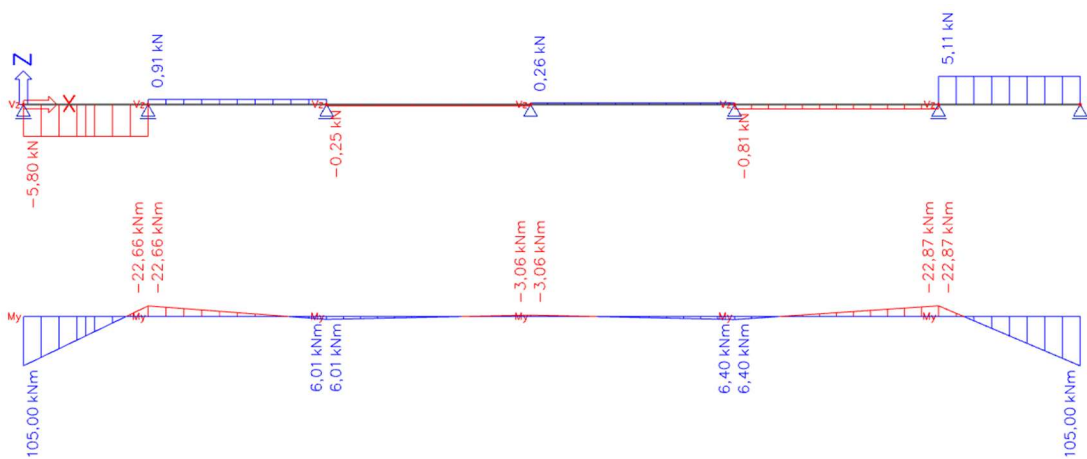
$$M \approx E \cdot \alpha \cdot \sum t_i \cdot b_i \cdot z_{t,i} \cdot \Delta z_i$$

Tabulka 2: Výsledné zatížení teplotou

Oteplení		Ochlazení	
N _{ot}	M _{ot}	N _{och}	M _{och}
0,324 MN	-0,182 MNm	-0,294 MN	0,105 MNm



Obr. 3.2.2: Vnitřní síly od oteplení konstrukce



Obr. 3.2.3: Vnitřní síly od ochlazení konstrukce

3.2.2.2 Zatížení dopravou – LM1

Vozovka šířky 11,25 m byla v souladu s normou ČSN EN 1991-2 [7] pro výpočet rozdělena na tři zatěžovací pruhy šířky 3,0 m a zbývající plochu šířky 2,25 m. V zatěžovacích pruzích a na zbývající ploše působí rovnoměrné zatížení a dvojice sil od dvojnáprav viz tabulka 3.

Tabulka 3: Zatížení dopravou

Umístění	Šířka [m]	$Q_{i,k}$ [kN]	$\alpha_{q,i}$ [-]	$\alpha_{q,i} \cdot Q_{i,k}$ [kN]	$q_{i,k}$ [kN/m ²]	$\alpha_{q,i}$ [-]	$\alpha_{q,i} \cdot q_{i,k}$ [kN/m ²]
Pruh č. 1	3,0	300	0,8	240	9,0	1,0	9,0
Pruh č. 2	3,0	200	0,8	160	2,5	2,4	6,0
Pruh č. 3	3,0	100	0,8	80	2,5	1,2	3,0
Zbývající plocha	2,25	0	0	0	2,5	1,2	3,0

- dotyková plocha síly od nápravy 400 x 400 mm
- plocha působení síly od nápravy na střednicovou plochu desky 770 x 770 mm

Zatížení chodníků

Na římsách je uvažováno zatížení od chodců ve velikosti $q_{CH,k} = 5,0$ kN/m.

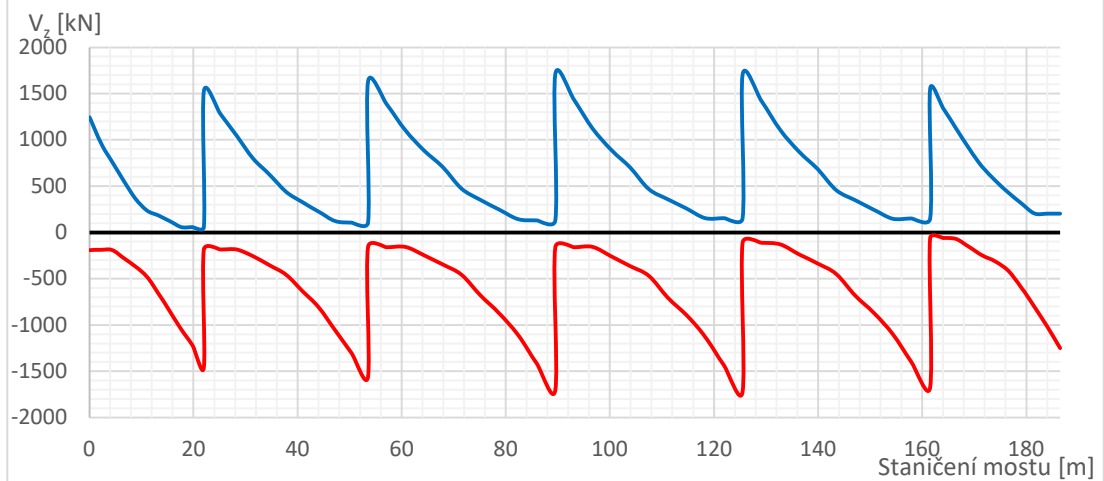
Výpočet účinků zatížení dopravou

Zatížení dopravou bylo aplikováno na prostorový deskostěnový model konstrukce a účinky byly vyhodnoceny pro oba trámy samostatně.

Jednotlivé dopravní pruhy byly na konstrukci umístěny dle příčnickových čar příčného řezu konstrukce tak, aby vyvolávaly maximální zatížení na jednotlivé trámy. Výsledkem bylo umístění pruhů postupně zleva doprava – pruh 1, pruh 2, pruh 3; přičemž pruh 1 přiléhá k obrubníku levé římsy. Toto umístění vyvolává maximální zatížení na levý trám. Druhým výsledkem bylo umístění pruhů postupně zleva doprava – pruh 3, pruh 2, pruh 1; přičemž pruh 1 přiléhá k obrubníku pravé římsy. Toto umístění vyvolává maximální zatížení na pravý trám.

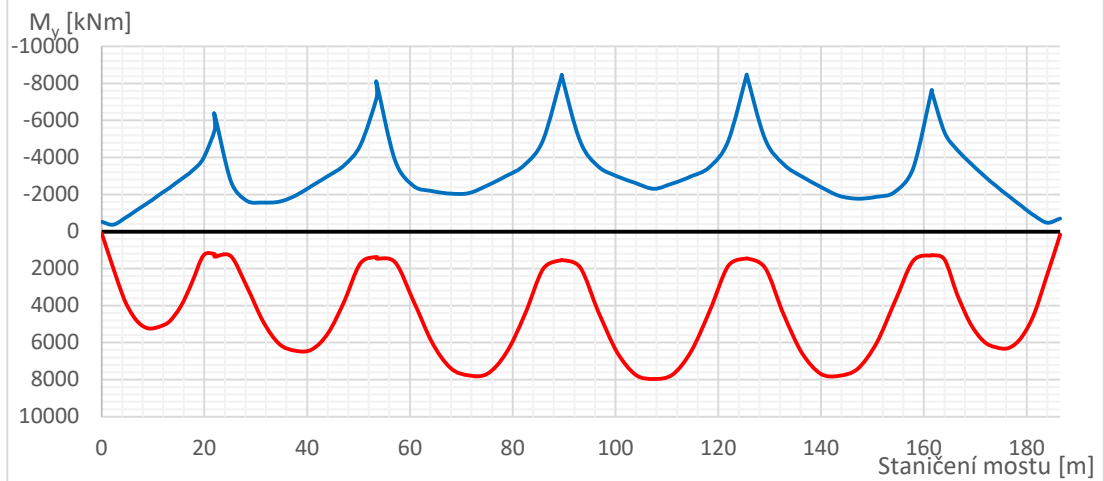
Maximální vnitřní síly vyvolané na pravém trámu jsou zobrazeny na obrázku 3.2.4 a na obrázku 3.2.5, maximální vnitřní síly vyvolané na levém trámu jsou zobrazeny na obrázku 3.2.6 a na obrázku 3.2.7. Pro následné výpočty byla v každém průřezu vzata vždy vyšší z hodnot na pravém a levém trámu a její dvojnásobek byl aplikován na celý průřez prutového modelu viz obrázek 3.2.8 a obrázek 3.2.9. Dvojnásobná hodnota se zavádí z důvodu, aby výsledný účinek na celý průřez byl shodný s účinky od maximálních sil na jednotlivé trámy. Výsledné vykreslení zatížení na prutovém modelu konstrukce je zobrazeno na obrázku 3.2.10.

Obálka pos. sil od dopravy na pravém trámu



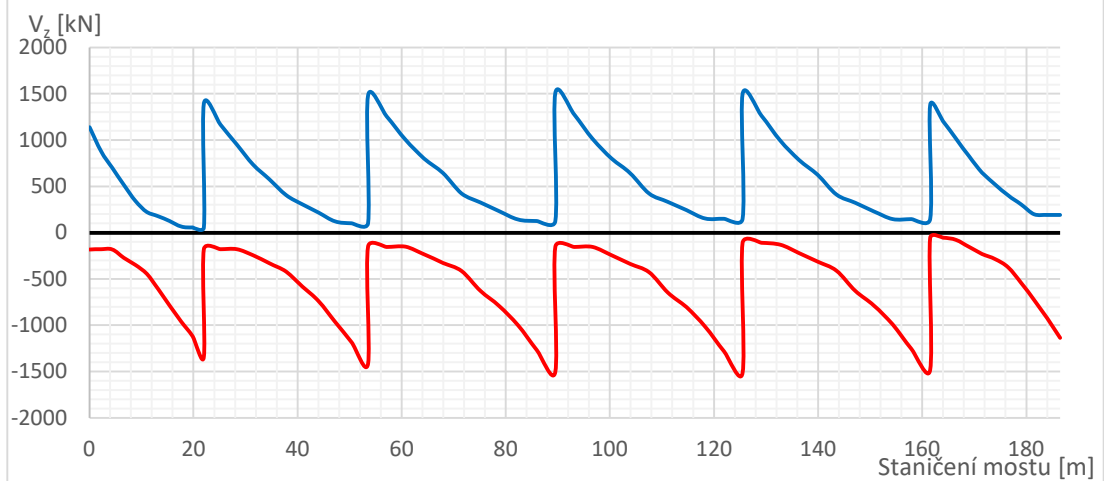
Obr. 3.2.4: Obálka posouvajících sil od dopravy na pravém trámu

Obálka momentů od dopravy na pravém trámu



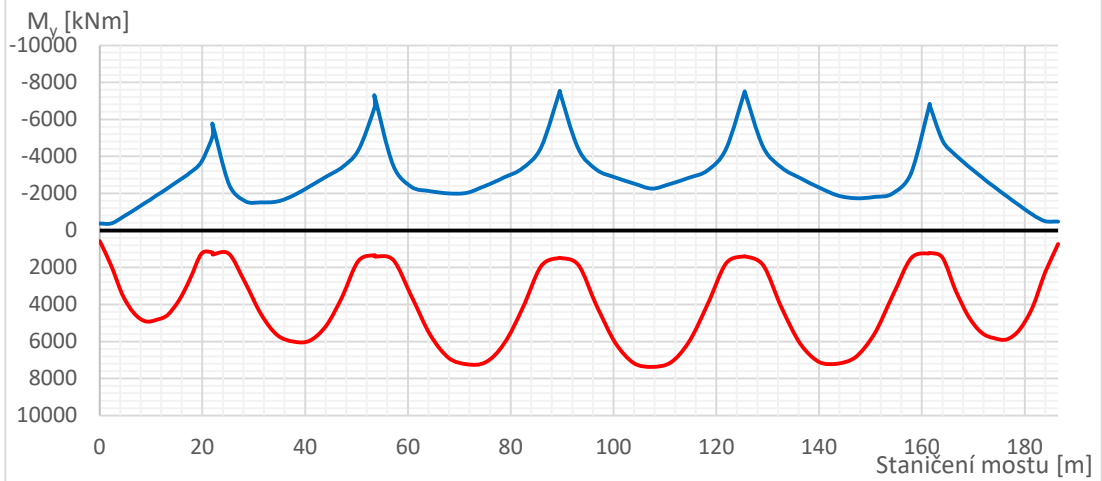
Obr. 3.2.5: Obálka momentů od dopravy na pravém trámu

Obálka pos. sil od dopravy na levém trámu



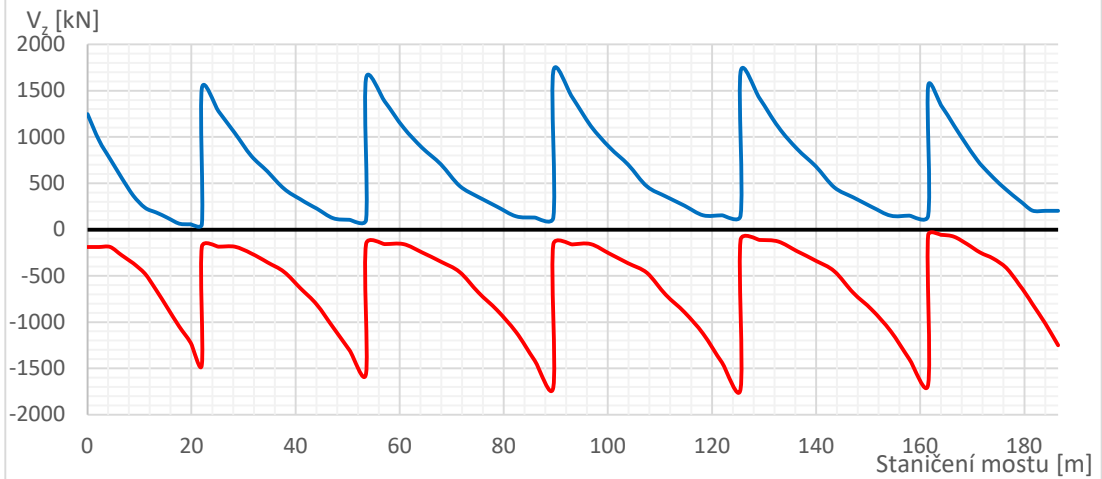
Obr. 3.2.6: Obálka posouvajících sil od dopravy na levém trámu

Obálka momentů od dopravy na levém trámu



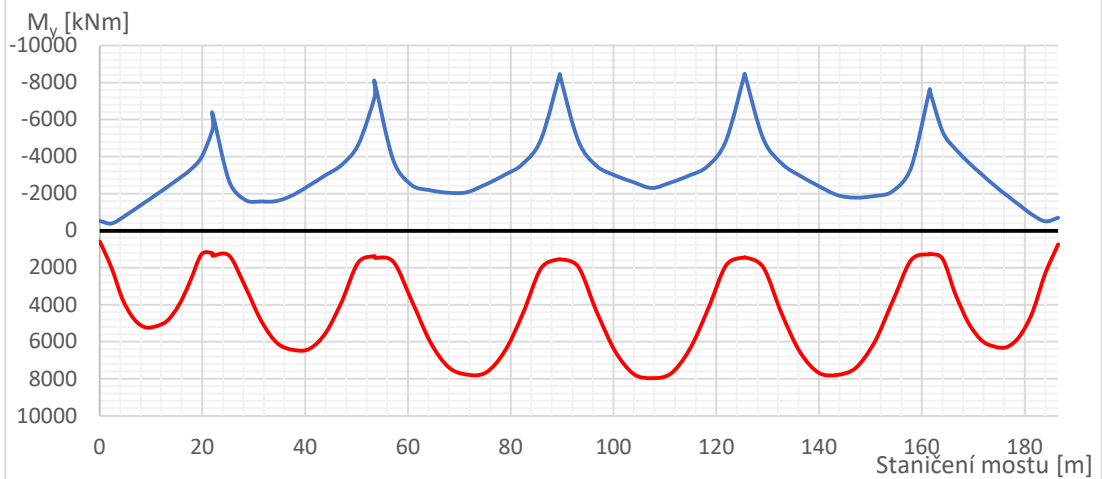
Obr. 3.2.7: Obálka momentů od dopravy na levém trámu

Obálka posouvajících sil od dopravy

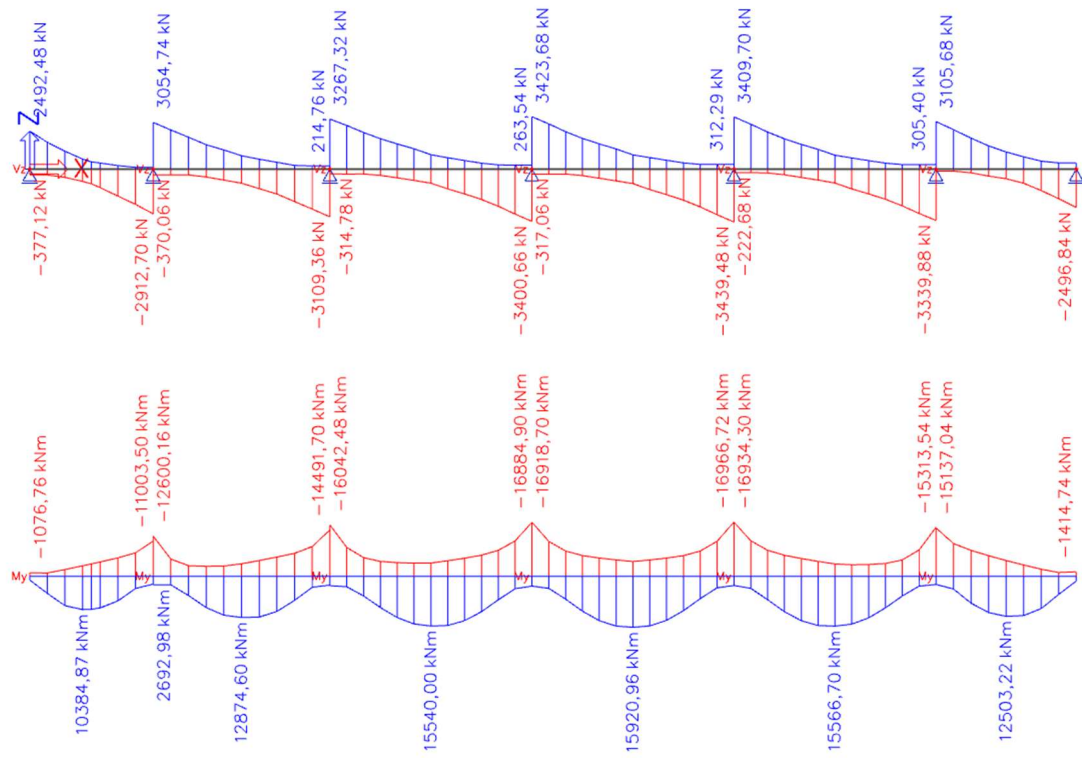


Obr. 3.2.8: Obálka posouvajících sil od dopravy

Obálka momentů od dopravy



Obr. 3.2.9: Obálka momentů od dopravy



Obr. 3.2.10: Obálky vnitřních sil od dopravy na prutovém modelu konstrukce

3.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly sestaveny dle normy ČSN EN 1990 [8]. Pro návrh předpjeté konstrukce a její následné posouzení byly důležité zejména kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti. Konkrétně se jednalo o kvazi-stálou kombinaci zatížení vyjádřenou rovnicí 9, častou kombinaci zatížení vyjádřenou rovnicí 10 a charakteristickou kombinací zatížení vyjádřenou rovnicí 11.

Vzhledem k tomu, že mezní stavy použitelnosti bývají pro návrh předpjetých konstrukcí rozhodující, byla jako kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti uvažována pouze konzervativní kombinace zatížení 6.10 (rovnice 12).

Jelikož jsou účinky zatížení dopravou výrazně vyšší než ostatní proměnná zatížení, je vždy uvažováno jako hlavní proměnné zatížení ($Q_{k,1}$).

Jednotlivé hodnoty použitých dílčích součinitelů jsou vypsány v tabulce 4, použité kombinační součinitele jsou vypsány v tabulce 5.

Kvazi-stálá kombinace zatížení:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Častá kombinace zatížení:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

Charakteristická kombinace zatížení:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

Kombinace zatížení 6.10:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12)$$

Tabulka 4: Použité hodnoty dílčích součinitelů zatížení

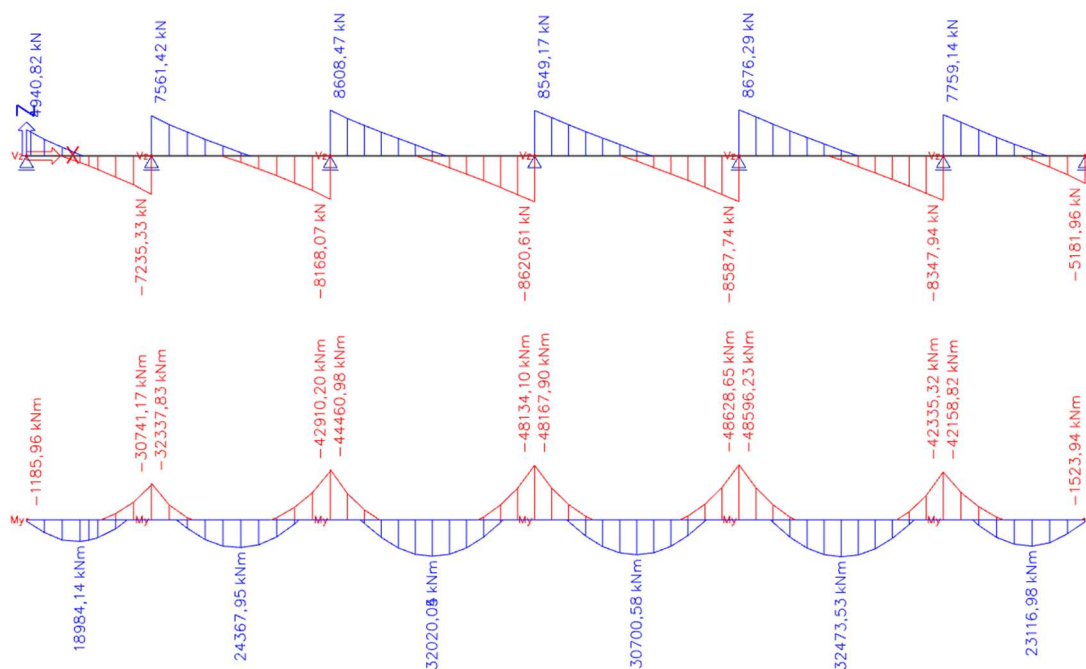
Dílčí součinitel γ		Nepříznivé	Příznivé
Stálá zatížení	γ_G	1,35	1,00
Předpětí	γ_P	1,00	1,00
Zatížení dopravou	γ_Q	1,35	0,00
Ostatní proměnná zatížení	γ_Q	1,50	0,00

Tabulka 5: Použité hodnoty kombinačních součinitelů

Kombinační součinitele ψ		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	TS	0,75	0,75	0
	UDL	0,4	0,40	0
Teplota		0,6	0,60	0,5

3.4 Předběžný návrh předpětí

Předběžný návrh předpětí byl proveden pro charakteristickou kombinaci zatížení. Obálka vnitřních sil vyvolaných charakteristickou kombinací zatížení je zobrazena na obrázku 3.4.1. V nejnamáhanějším průřezu konstrukce, který se nachází zhruba uprostřed rozpětí pole 5, bude využito maximální excentricity předpínacího kabelu a navrhne se předpínací síla tak, aby bylo ve spodních vláknech průřezu dosaženo dekomprese po celou dobu životnosti.

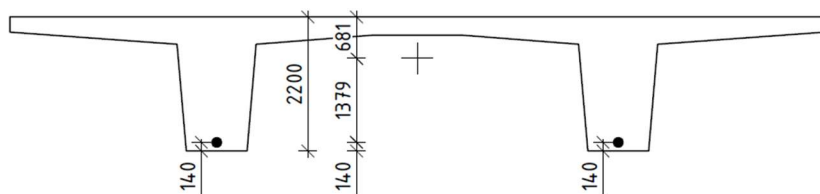


Obr. 3.4.1: Obálka vnitřních sil pro charakteristickou kombinaci zatížení

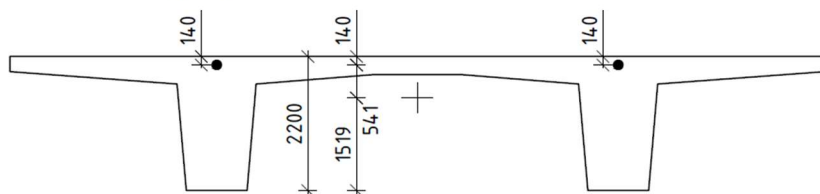
3.4.1 Poloha předpětí v průřezu

Pro dosažení maximální excentricity předpínací výztuže byly umístěny kabely co nejbliže krajním vláknům průřezu. Střed kabelu byl umístěn do vzdálenosti 140 mm od dolního, respektive horního povrchu konstrukce. Tato hodnota zahrnuje krytí kabelů předpínací výztuže o velikosti 90 mm a poloměr kanálku. Pro předběžný návrh byl uvažován kanálek o průměru 100 mm, tedy s poloměrem 50 mm. Maximální excentricity jsou následně 1379 mm pro kabely při dolním povrchu konstrukce a 541 mm pro kabely při horním povrchu.

Průřez v poli



Průřez nad podporou



Obr. 3.4.2: Excentricita předpínacích kabelů

3.4.2 Zatížení nejnamáhanějšího průřezu v poli

Nejnamáhanější průřez v poli se nachází v předposledním, tedy 5. poli, které má rozpětí 36,0 metrů. Tento průřez je zatížen ohybovým momentem o velikosti 32,474 MNm.

Protože se jedná o staticky neurčitou konstrukci, vznikne navíc v konstrukci od předpětí staticky neurčitý ohybový moment. Ten vzniká v důsledku zabránění posunu konstrukce, který by byl vyvolán působením předpětí, staticky neurčitými vazbami, tedy mezilehlými podporami konstrukce. Velikost staticky neurčitého momentu se předpokládá zhruba 10 % absolutní velikosti maximálního momentu od charakteristické kombinace zatížení nad podporou. Tato hodnota se poté přičítá k jednotlivým momentům. Nejzatíženější průřez nad podporou se nachází nad podporou 5 a je zatížen ohybovým momentem o velikosti -48,629 MNm.

Zvětšený moment v poli 5 je spočítán v rovnici 13, nad podporou 5 v rovnici 14.

$$\Delta M_p = 0,1 \cdot |M_{50}| = 0,1 \cdot 48,629 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = 4,863 \text{ MNm}$$

$$M'_{55} = M_{55} + \Delta M_p \tag{13}$$

$$M'_{55} = 32,474 \text{ MNm} + 4,863 \text{ MNm}$$

$$M'_{55} = 37,337 \text{ MNm}$$

$$M'_{50} = M_{50} + \Delta M_p$$

$$M'_{50} = -48,629 \text{ MNm} + 4,863 \text{ MNm} \tag{14}$$

$$M'_{50} = -43,766 \text{ MNm}$$

3.4.3 Návrh předpínací síly

Návrh velikosti předpínací síly byl proveden na základě omezení trhlin v mezním stavu použitelnosti. V krajních vláknech tahové oblasti se uvažuje dodržení dekomprese v charakteristické kombinaci zatížení.

$$\sigma_{55,d} = \frac{M'_{55}}{W_{55,d}} - \frac{N_{p,55}}{A_{55}} - \frac{M_{p,55}}{W_{55,d}} \leq \sigma_{dov} \quad (15)$$

$$M_p = N_p \cdot e_p \quad (16)$$

$$W_d = \frac{I}{z_d} \quad (17)$$

Dosažením rovnic 16 a 17 do rovnice 15 byla získána rovnice 18, jejíž úpravou byla vypočtena minimální hodnota potřebné předpínací síly N_p .

$$\sigma_{55,d} = \frac{M'_{55} \cdot z_{d,55}}{I_{55}} - \frac{N_{p,55}}{A_{55}} - \frac{N_{p,55} \cdot e_{p,55} \cdot z_{d,55}}{I_{55}} \leq 0,0 \text{ MPa}$$

$$N_{p,55} \geq \frac{M'_{55} \cdot z_{d,55} \cdot A_{55}}{I_{55} + A_{55} \cdot e_{p,55} \cdot z_{d,55}} \quad (18)$$

$$N_{p,55} \geq \frac{37,337 \text{ MNm} \cdot 1,519 \text{ m} \cdot 8,995 \text{ m}^2}{3,761 \text{ m}^4 + 8,995 \text{ m}^2 \cdot 1,379 \text{ m} \cdot 1,519 \text{ m}}$$

$$N_{p,55} \geq 22,570 \text{ MN}$$

Rovnicí 19 bylo vypočteno maximální předpokládané napětí v předpínací výztuži na konci životnosti, kdy díky ztrátám bude napětí v předpínací výztuži nejnižší. Ztráty předpětí na konci životnosti jsem odhadl na 20 %.

$$\sigma_{p,max,100} = (1 - 0,20) \sigma_{p,max} = 0,80 \cdot 1\,476 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\sigma_{p,max,100} = 1\,181 \text{ MPa}$$

Následně byl pomocí tohoto napětí a rovnice 20 vypočtena plocha předpínací výztuže potřebná pro vnesení dostatečné předpínací síly.

$$A_{p,nut,55} \geq \frac{N_{p,55}}{\sigma_{p,max,100}} = \frac{22,570 \text{ MN}}{1\,181 \text{ MPa}} \quad (20)$$

$$A_{p,nut,55} \geq 19\,111 \text{ mm}^2$$

Na základě potřebné plochy a plochy jednoho lana se pomocí rovnice 21 stanovil potřebný počet lan. Z tohoto celkového počtu potřebných lan lze navrhnout konkrétní typ předpínacích kabelů a jejich počet.

$$n_{nut,55} \geq \frac{A_{p,nut,55}}{A_1} = \frac{19\,111\text{ mm}^2}{150\text{ mm}^2} \quad (21)$$

$$n_{nut,55} \geq 127,4\text{ ks}$$

Na základě výše uvedených výpočtů v profilu v poli navrhuji 8 zvedaných 19 lanových kabelů s celkovým počtem 152 lan. Vzhledem k faktu, že nad podporou působí větší ohybový moment a je k dispozici kratší excentricita kabelů, je jisté, že v tomto profilu nebude navržený počet kabelů stačit. Snadno zde ale můžeme dosáhnout dvojnásobného počtu předpínacích kabelů a to tak, že kabely předpínající následující pole nebudou napojeny na kabely z pole předchozího, ale budou zakotveny již před podporou za pomoci mrtvé kotvy.

Posledním krokem bylo ověření, zda je pomocí takového uspořádání dosaženo v nejnamáhanějším průřezu nad podporou dekomprese při horním povrchu.

Ověření bylo provedeno pomocí úpravy rovnice 18 pro výpočet napětí v horních vláknech. Tím vznikla rovnice 23, do které se dosadil zvětšený moment vyvolaný nad podporou 5 spočítaný v rovnici 14 a předpínací síla působící v průřezu nad podporou spočítaná v rovnici 22.

$$N_{p,50} = n_{50} \cdot A_1 \cdot \sigma_{p,max,100}$$

$$N_{p,50} = (16 \cdot 19) \cdot 150\text{ mm}^2 \cdot 1\,181\text{ MPa} \quad (22)$$

$$N_{p,50} = 53,854\text{ MN}$$

$$\sigma_{50,h} = -\frac{M'_{50} \cdot z_{h,50}}{I_{50}} - \frac{N_{p,50}}{A_{50}} - \frac{N_{p,50} \cdot e_{p,50} \cdot z_{h,50}}{I_{50}} \leq 0,0\text{ MPa}$$

$$\sigma_{50,h} = -\frac{-43,8\text{ MNm} \cdot 0,681\text{ m}}{3,76\text{ m}^4} - \frac{53,9\text{ MN}}{9,00\text{ m}^2} - \frac{53,9\text{ MN} \cdot 0,541\text{ m} \cdot 0,681\text{ m}}{3,76\text{ m}^4} \quad (23)$$

$$\sigma_{50,h} = -3,337\text{ MPa} \leq 0,0\text{ MPa}$$

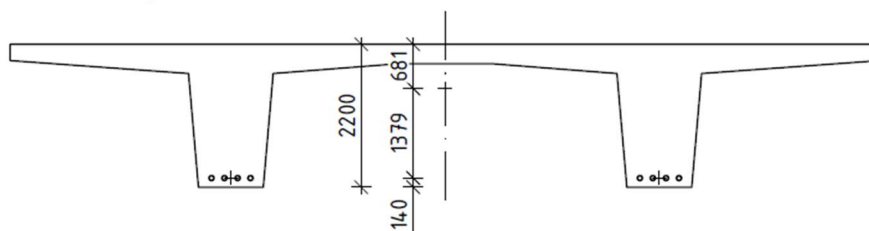
→ Vyhovuje

3.4.4 Prvotní návrh geometrie kabelů

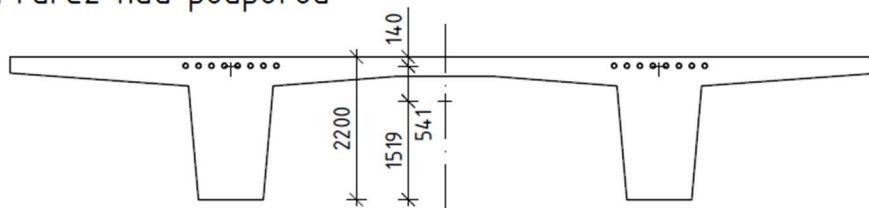
Pro začátek byly navrženy na celé konstrukci předpínací kabely, které v poli i nad podporou dosahují maximální excentricity (Obr. 3.4.3). Pouze v prvním a posledním poli byla excentricita rovnou zmenšena o 500 mm, neboť zde vznikají výrazně menší momenty, než v polích ostatních.

Jednotlivé kabely nebudou ve výpočetním programu namodelovány samostatně, ale budou nahrazeny ekvivalentním kabelem vedeným v jejich těžišti. Vedení ekvivalentních kabelů a jejich tečnové polygony v jednotlivých polích jsou uvedeny v tabulkách 6-11.

Průřez v poli



Průřez nad podporou



Obr. 3.4.3: Poloha předpětí v průřezu nad podporou a v poli

Tabulka 6: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 1

i	1	2	3	4	5	6
x [m]	0,000	4,250	13,441	21,150	22,850	28,300
z [m]	-0,124	-0,879	-0,879	0,541	0,541	-0,442
R [m]	-	50	50	10	10	-

Tabulka 7: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 2

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	15,7	21,15	22,85	33,479	42,021	52,65	54,35	60,7
z [m]	-0,442	0,541	0,541	-1,379	-1,379	0,541	0,541	-0,596
R [m]	-	10	10	50	50	10	10	-

Tabulka 8: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 3

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	46,30	52,65	54,35	64,98	78,02	88,65	90,35	96,70
z [m]	-0,596	0,541	0,541	-1,379	-1,379	0,541	0,541	-0,596
R [m]	-	10	10	50	50	10	10	-

Tabulka 9: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 4

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	82,30	88,65	90,35	100,98	114,02	124,65	126,35	132,70
z [m]	-0,596	0,541	0,541	-1,379	-1,379	0,541	0,541	-0,596
R [m]	-	10	10	50	50	10	10	-

Tabulka 10: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 5

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	118,30	124,65	126,35	136,98	150,02	160,65	162,35	166,50
z [m]	-0,596	0,541	0,541	-1,379	-1,379	0,541	0,541	-0,219
R [m]	-	10	10	50	50	10	10	-

Tabulka 11: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 6

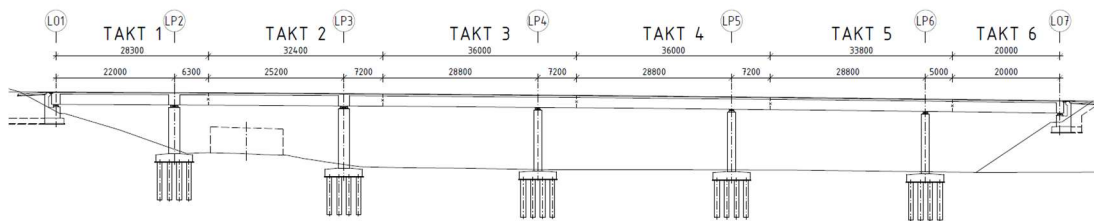
i	1	2	3	4	5	6
x [m]	156,50	160,65	162,35	170,06	181,75	186,50
z [m]	-0,219	0,541	0,541	-0,879	-0,879	-0,113
R [m]	-	10	10	50	50	-

3.4.5 Časově závislá analýza konstrukce

Posouzení konstrukce bylo provedeno na prutovém modelu v programu SCIA Engineer s uvažáním postupu výstavby pomocí časově závislé analýzy (TDA). Výstavba a posouzení konstrukce byla provedena v několika fázích odpovídajících postupu výstavby popsaném v kapitole 2.3.3. Jejich pořadí a počátek je zobrazen v tabulce 12.

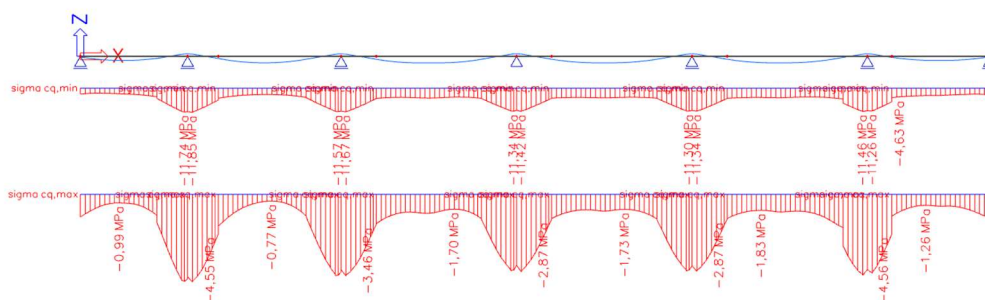
Tabulka 12: Pořadí fází výstavby

Fáze	Začátek fáze [dny]
Betonáž takt 1	0
Předpětí takt 1	8
Betonáž takt 2	21
Předpětí takt 2	29
Betonáž takt 3	42
Předpětí takt 3	50
Betonáž takt 4	63
Předpětí takt 4	71
Betonáž takt 5	84
Předpětí takt 5	92
Betonáž takt 6	105
Předpětí takt 6	113
Vnesení ost. stálého zat.	150
Uvedení do provozu	160
Konec životnosti	36500

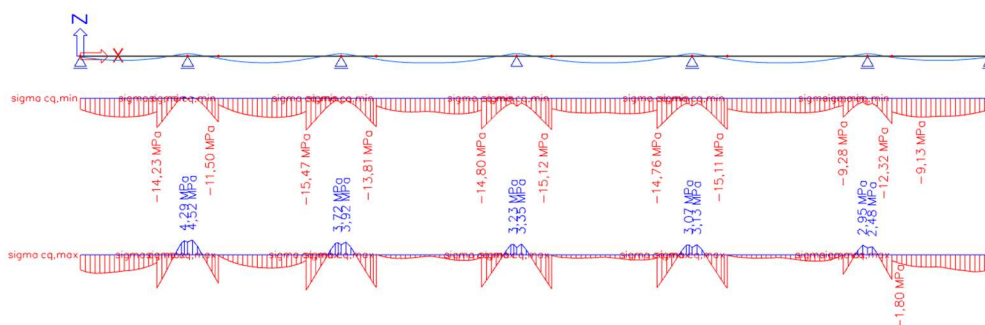


Obr. 3.4.4: Schéma jednotlivých taktů konstrukce

Po provedení výpočtu však bylo zjištěno, že v časté kombinaci zatížení dochází ke značným tahům v dolních vláknech konstrukce nad podporou (Obr 3.4.6). Vedení předpětí proto bylo potřeba upravit. Pro finální návrh bylo vedení předpětí upraveno tak, aby byl průběh napětí od kvazi-stálé kombinace zatížení po konstrukci co nejvíce vyrovnaný, aby se co nejvíce snížilo rozdílné dotvarování konstrukce.



Obr. 3.4.5: Napětí v horních vláknech - od časté kombinace zatížení na konci životnosti



Obr. 3.4.6: Napětí v dolních vláknech - od časté kombinace zatížení na konci životnosti

3.5 Konečný návrh předpětí

Návrh předpětí bylo potřeba výrazně upravit. Pro snížení napětí v dolních vláknech nad podporou bylo nutné zmenšit excentricitu kabelů. Tím však došlo ke zmenšení vzepětí kabelů v poli, a tak docházelo ke vzniku tahových napětí v dolních vláknech konstrukce v poli. Vzhledem k maximální excentricitě kabelů bylo možné tento problém vyřešit pouze zvýšením počtu kabelů. Bylo proto navrženo zvýšit jejich počet v průřezu v poli z 8 na 10. V průřezu nad podporou se poté díky zdvojení bude nacházet 20 kabelů.

Původní návrh předpětí kotvil kabely na kabelové dráze, ta ale v místě kotvení leží pod těžištěm průřezu. Díky tomu dochází k velkému rozdílu v napětí v místě kotvení, což neumožňuje dosáhnout co nejvyrovnanějšího průběhu napětí po konstrukci. Zakotvením kabelů v těžišti průřezu se tento skok výrazně zmenšil. Po několika dalších úpravách jednotlivých excentricit a poloměrů bylo získáno nové vedení ekvivalentních kabelů předpětí (tabulky 13-18).

Tabulka 13: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 1

i	1	2	3	4	5	6
x [m]	0,000	5,000	15,838	21,150	22,017	28,300
z [m]	-0,091	-0,699	-0,699	0,021	0,021	0,000
R [m]	-	70	60	12,6	10	-

Tabulka 14: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 2

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	16,15	21,977	22,85	30,675	41,14	52,65	53,718	60,7
z [m]	0	0,021	0,021	-1,319	-1,319	0,241	0,241	0
R [m]	-	12,6	10	60	60	12,6	12,6	-

Tabulka 15: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 3

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	46,3	53,282	54,35	65,86	76,55	88,65	89,793	96,7
z [m]	0	0,241	0,241	-1,319	-1,319	0,321	0,321	0
R [m]	-	12,6	12,6	60	60	12,6	12,6	-

Tabulka 16: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 4

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	82,30	89,21	90,35	102,45	112,55	124,65	125,75	132,70
z [m]	0	0,321	0,321	-1,319	-1,319	0,321	0,321	0
R [m]	-	12,6	12,6	60	60	12,6	10,8	-

Tabulka 17: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 5

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	118,3	125,21	126,35	136,77	151,77	160,65	161,75	166,50
z [m]	0	0,321	0,321	-1,329	-1,329	0,191	0,191	0
R [m]	-	12,6	10,8	60	60	10	12,6	-

Tabulka 18: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 6

i	1	2	3	4	5	6
x [m]	156,50	161,30	162,35	169,43	181,00	186,50
z [m]	0,000	0,191	0,191	-0,769	-0,769	-0,092
R [m]	-	10	12,6	60	80	-

3.6 Posouzení konstrukce – mezní stav použitelnosti

3.6.1 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí v betonu

Omezení napětí v betonu v tlaku

„Tlakové napětí v betonu musí být omezeno, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin nebo velkému dotvarování, které mohou nepříjemně ovlivnit funkčnost konstrukce.“ [9, s. 107]

Abyste nedocházelo k tvorbě podélných trhlin při charakteristické kombinaci zatížení, omezí se napětí ve všech kombinacích zatížení hodnotou $k_1 f_{ck}$, přičemž k_1 se uvažuje rovno 0,6. Vzhledem k tomu, že při výpočtu je již zohledněno nelineární dotvarování, není třeba omezovat napětí v kvazi-stálé kombinaci zatížení hodnotou $k_1 f_{ck}$.

Ve fázích výstavby je napětí vnášeno na prvky mladší než 28 dní, a proto je potřeba spočítat pomocí rovnice 26 pevnost betonu v tlaku v čase vnesení předpětí do konstrukce. Jak již bylo uvedeno v kapitole 3.4.5 předpětí bude aplikováno na beton starý 8 dní. Koeficient druhu cementu s v rovnici 25 se uvažuje 0,2, neboť se předpokládá použití rychle tuhajícího cementu.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 35 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} \\ f_{cm} = 43 \text{ MPa} \quad (24)$$

$$\beta_{cc,(t)} = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \\ \beta_{cc,(8)} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \sqrt{\frac{28}{8}} \right] \right\} \quad (25)$$

$$\beta_{cc,(8)} = 0,84$$

$$f_{cm,(t)} = \beta_{cc,(t)} \cdot f_{cm} \\ f_{cm,(8)} = \beta_{cc,(8)} \cdot f_{cm} = 0,84 \cdot 43,0 \text{ MPa} \\ f_{cm,(8)} = 36,1 \text{ MPa} \quad (26)$$

$$f_{ck,(t)} = f_{cm,(t)} - 8 \text{ MPa} \\ f_{ck,(8)} = f_{cm,(t)} - 8 \text{ MPa} = 36,1 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa} \\ f_{ck,(8)} = 28,1 \text{ MPa} \quad (27)$$

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35 \text{ MPa} \\ 0,6 \cdot f_{ck} = 21,0 \text{ MPa} \quad (28)$$

$$0,6 \cdot f_{ck(8)} = 0,6 \cdot 28,1 \text{ MPa} \quad (29)$$

$$0,6 \cdot f_{ck(8)} = 16,86 \text{ MPa}$$

Omezení napětí v betonu v tahu

Tahové napětí není normově přímo omezeno, ale vychází z omezení trhlin, kdy má být při časté kombinaci zatížení dosaženo dekomprese, tedy napětí musí být menší než 0,0 MPa. Pro kvazi-stálou kombinaci zatížení bylo za omezující podmínku považováno vyloučení tahu a dosažení dekomprese. U charakteristické kombinace zatížení si lze vystačit s omezením střední hodnotou pevnosti v tahu f_{ctm} .

Během fází výstavby lze výše zmíněná omezení překročit a napětí omezit střední hodnotou pevnosti v tahu f_{ctm} . U betonu mladšího než 28 dní opět se musí tato hodnota upravit pro dané stáří podle rovnice 30. Hodnota α se pro stáří menší než 28 dní uvažuje 1.

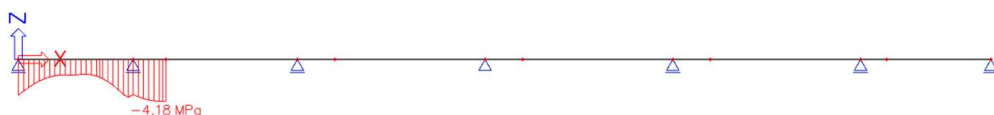
$$f_{cm,(t)} = (\beta_{cc,(t)})^\alpha \cdot f_{ctm}$$

$$f_{cm,(8)} = (\beta_{cc,(8)})^\alpha \cdot f_{ctm} = (0,84)^1 \cdot 3,2 \text{ MPa} \quad (30)$$

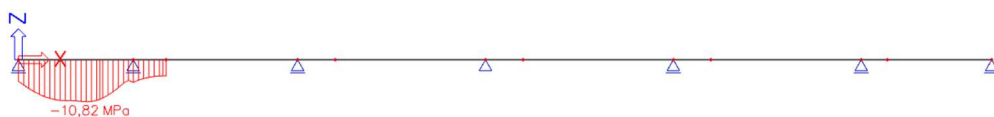
$$f_{cm,(8)} = 2,688 \text{ MPa}$$

3.6.2 Kvazi-stálá kombinace zatížení

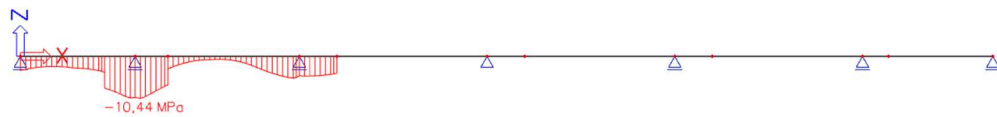
Na následujících obrázcích 3.6.1 – 3.6.18 jsou vykreslena napětí v horních a dolních vláknech průřezu od kvazi-stálé kombinace zatížení během životnosti konstrukce. Pro fáze výstavby jsou zobrazeny pouze průběhy napětí ve fázi po napnutí předpínacích kabelů a odstranění bednění předchozího taktu, protože průběh se v zásadě příliš neliší od průběhu napětí ve fázi vybetonování následujícího taktu. Následně jsou v tabulce 19 vypsány krajní hodnoty napětí ve všech fázích výstavby a provozu a jsou porovnány s limitními hodnotami. Pro jednoduchost jsou ve fázích výstavby uvažovány krajní hodnoty napětí z celé konstrukce a jsou porovnávány s pevností betonu starého 8 dní, ačkoliv tyto hodnoty mohou namáhat starší části konstrukce. Pokud by tak konstrukce v nějaké fázi nevyhovovala, bylo by nutné přesněji analyzovat krajní hodnoty napětí po jednotlivých taktech a porovnat je s pevnostmi odpovídajícími stáří daného taktu.



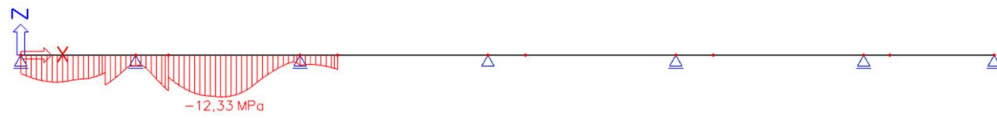
Obr. 3.6.1: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 1



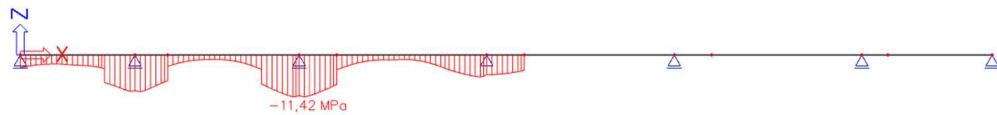
Obr. 3.6.2: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 1



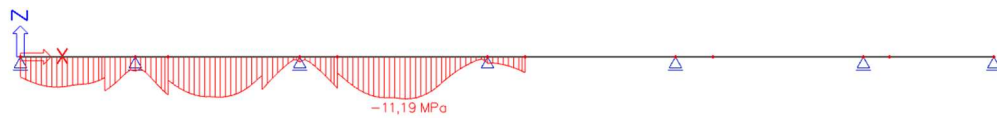
Obr. 3.6.3: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 2



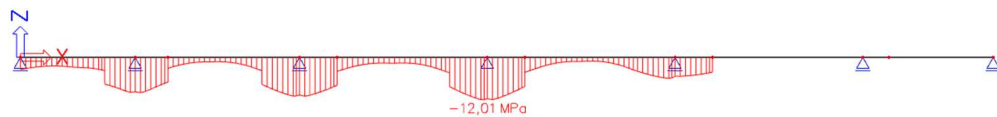
Obr. 3.6.4: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 2



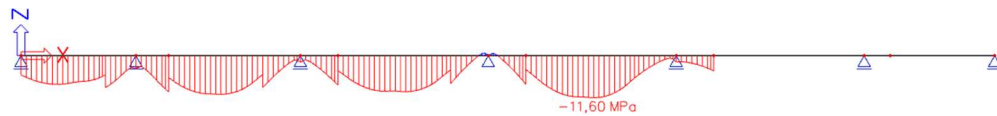
Obr. 3.6.5: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 3



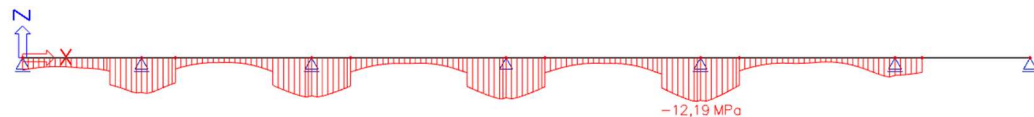
Obr. 3.6.6: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 3



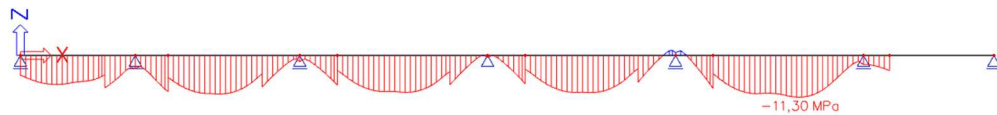
Obr. 3.6.7: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 4



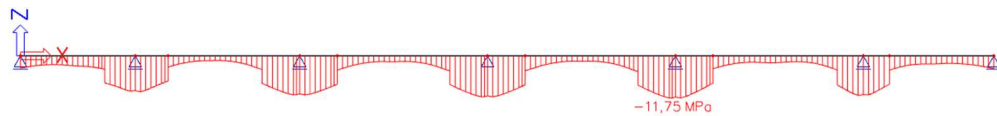
Obr. 3.6.8: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 4



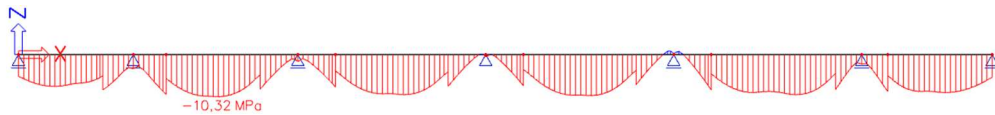
Obr. 3.6.9: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 5



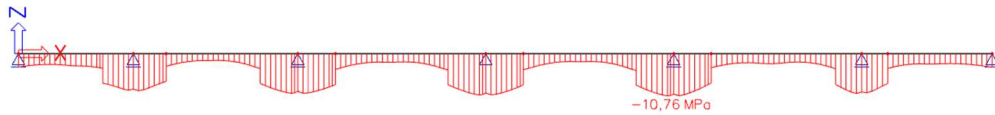
Obr. 3.6.10: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 5



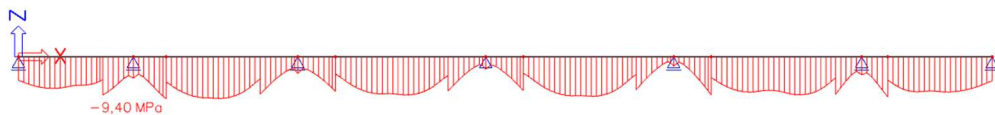
Obr. 3.6.11: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 6



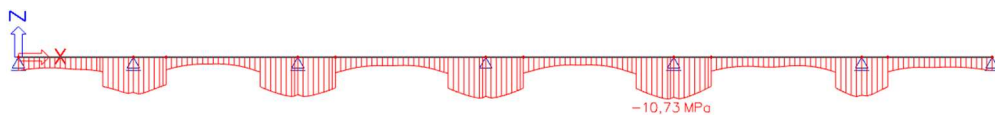
Obr. 3.6.12: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 6



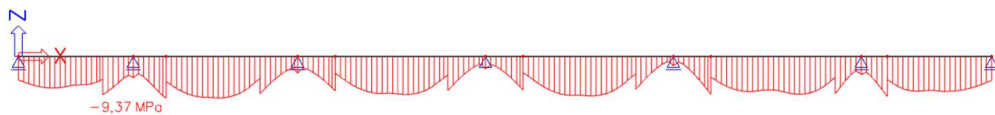
Obr. 3.6.13: Napětí v horních vláknech po zatížení ostatním stálým zatížením



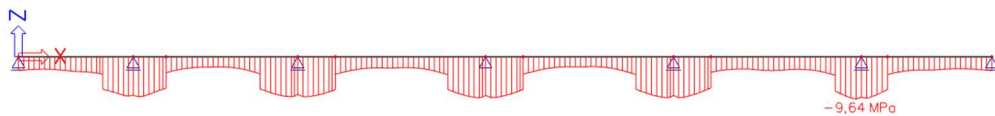
Obr. 3.6.14: Napětí v dolních vláknech po zatížení ostatním stálým zatížením



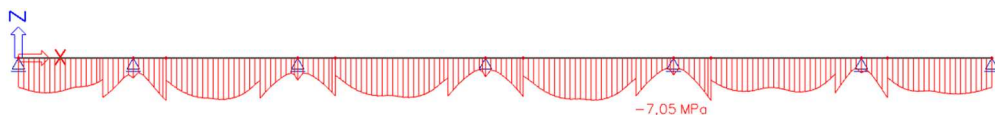
Obr. 3.6.15: Napětí v horních vláknech po uvedení do provozu



Obr. 3.6.16: Napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu



Obr. 3.6.17: Napětí v horních vláknech na konci životnosti



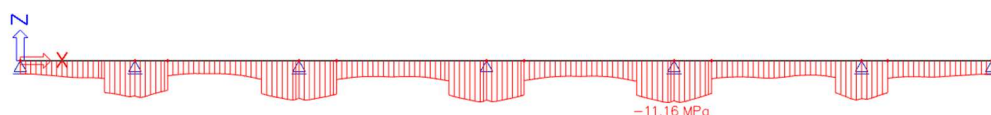
Obr. 3.6.18: Napětí v dolních vláknech na konci životnosti

Tabulka 19: Posouzení napětí v betonu od kvazi-stálé kombinace zatížení

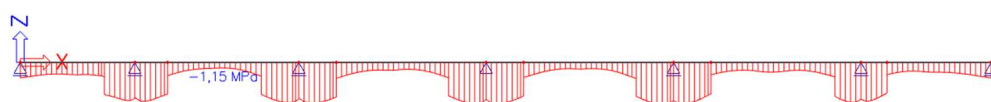
Fáze	Vlákna	σ_{\min}	$\sigma_{\min, \lim}$	σ_{\max}	$\sigma_{\max, \lim}$	Posouzení
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Betónáž takt 1	horní	-	-	-	-	-
	dolní	-	-	-	-	-
Předpětí takt 1	horní	-4,18	-16,9	-1,47	2,69	OK
	dolní	-10,82	-16,9	-4,16	2,69	OK
Betónáž takt 2	horní	-4,15	-16,9	-1,50	2,69	OK
	dolní	-10,52	-16,9	-4,11	2,69	OK
Předpětí takt 2	horní	-10,44	-16,9	-0,72	2,69	OK
	dolní	-12,33	-16,9	-1,90	2,69	OK
Betónáž takt 3	horní	-10,37	-16,9	-0,87	2,69	OK
	dolní	-11,59	-16,9	-1,96	2,69	OK
Předpětí takt 3	horní	-11,42	-16,9	-1,22	2,69	OK
	dolní	-11,19	-16,9	-0,58	2,69	OK
Betónáž takt 4	horní	-11,25	-16,9	-1,27	2,69	OK
	dolní	-10,57	-16,9	-0,67	2,69	OK
Předpětí takt 4	horní	-12,01	-16,9	-1,04	2,69	OK
	dolní	-11,60	-16,9	0,70	2,69	OK
Betónáž takt 5	horní	-11,79	-16,9	-1,17	2,69	OK
	dolní	-10,95	-16,9	0,60	2,69	OK
Předpětí takt 5	horní	-12,19	-16,9	-1,13	2,69	OK
	dolní	-11,30	-16,9	1,38	2,69	OK
Betónáž takt 6	horní	-12,01	-16,9	-1,25	2,69	OK
	dolní	-10,70	-16,9	1,30	2,69	OK
Předpětí takt 6	horní	-11,75	-16,9	-1,30	2,69	OK
	dolní	-10,32	-16,9	0,89	2,69	OK
Vnesení ostatního stál	horní	-10,76	-16,9	-1,70	2,69	OK
	dolní	-9,40	-16,9	-1,11	2,69	OK
Uvedení do provozu	horní	-10,73	-21,0	-1,70	0,0	OK
	dolní	-9,37	-21,0	-1,13	0,0	OK
Konec životnosti	horní	-9,64	-21,0	-2,22	0,0	OK
	dolní	-7,05	-21,0	-1,61	0,0	OK

3.6.3 Častá kombinace zatížení

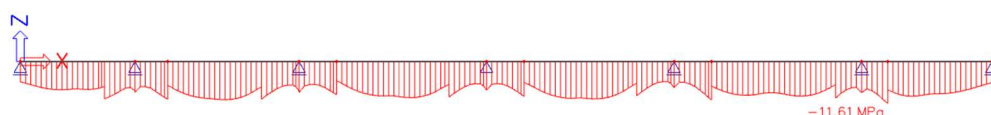
Vzhledem k tomu, že během fází výstavby nejsou uvažována žádná proměnná zatížení, zůstává průběh napětí stejný i pro častou kombinaci zatížení. Na obrázcích 3.5.19 – 3.5.26 jsou proto zobrazeny pouze průběhy maximálních a minimálních hodnot napětí ve fázích provozu. V tabulce 20 jsou vypsány jednotlivé krajní hodnoty napětí ve všech fázích a porovnány s limitními hodnotami. Ve fázích výstavby je uvažováno stejné zjednodušení pro posouzení konstrukce ve fázích výstavby jako v předchozí kapitole 3.6.2.



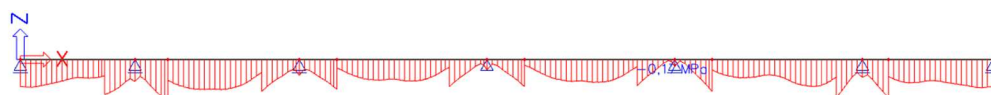
Obr. 3.6.19: Minimální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu



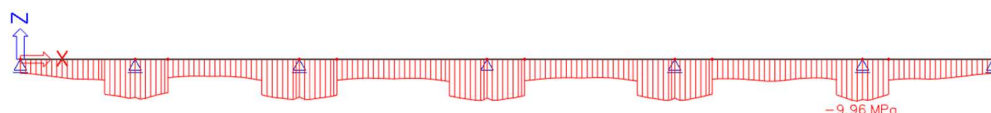
Obr. 3.6.20: Maximální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu



Obr. 3.6.21: Minimální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu



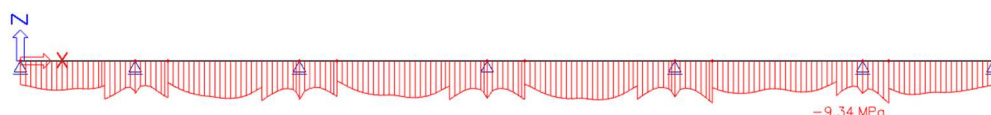
Obr. 3.6.22: Maximální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu



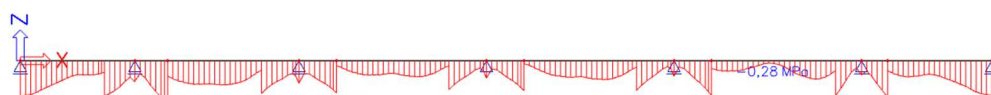
Obr. 3.6.23: Minimální napětí v horních vláknech na konci životnosti



Obr. 3.6.24: Maximální napětí v horních vláknech na konci životnosti



Obr. 3.6.25: Minimální napětí v dolních vláknech na konci životnosti



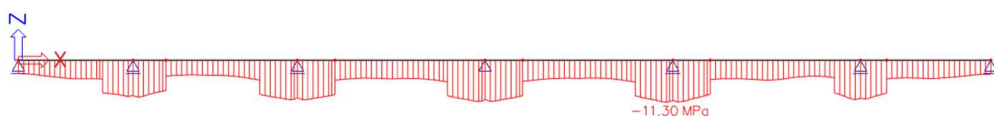
Obr. 3.6.26: Maximální napětí v dolních vláknech na konci životnosti

Tabulka 20: Posouzení napětí v betonu od časté kombinace zatížení

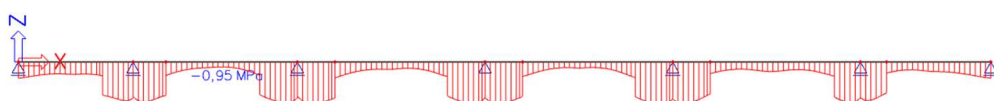
Fáze	Vlákna	σ_{\min}	$\sigma_{\min, \lim}$	σ_{\max}	$\sigma_{\max, \lim}$	Posouzení
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Betonáž takt 1	horní	-	-	-	-	-
	dolní	-	-	-	-	-
Předpětí takt 1	horní	-4,18	-16,9	-1,47	2,69	OK
	dolní	-10,82	-16,9	-4,16	2,69	OK
Betonáž takt 2	horní	-4,15	-16,9	-1,50	2,69	OK
	dolní	-10,52	-16,9	-4,11	2,69	OK
Předpětí takt 2	horní	-10,44	-16,9	-0,72	2,69	OK
	dolní	-12,33	-16,9	-1,90	2,69	OK
Betonáž takt 3	horní	-10,37	-16,9	-0,87	2,69	OK
	dolní	-11,59	-16,9	-1,96	2,69	OK
Předpětí takt 3	horní	-11,42	-16,9	-1,22	2,69	OK
	dolní	-11,19	-16,9	-0,58	2,69	OK
Betonáž takt 4	horní	-11,25	-16,9	-1,27	2,69	OK
	dolní	-10,57	-16,9	-0,67	2,69	OK
Předpětí takt 4	horní	-12,01	-16,9	-1,04	2,69	OK
	dolní	-11,60	-16,9	0,70	2,69	OK
Betonáž takt 5	horní	-11,79	-16,9	-1,17	2,69	OK
	dolní	-10,95	-16,9	0,60	2,69	OK
Předpětí takt 5	horní	-12,19	-16,9	-1,13	2,69	OK
	dolní	-11,30	-16,9	1,38	2,69	OK
Betonáž takt 6	horní	-12,01	-16,9	-1,25	2,69	OK
	dolní	-10,70	-16,9	1,30	2,69	OK
Předpětí takt 6	horní	-11,75	-16,9	-1,30	2,69	OK
	dolní	-10,32	-16,9	0,89	2,69	OK
Vnesení ostatního stálého zat.	horní	-10,76	-16,9	-1,70	2,69	OK
	dolní	-9,40	-16,9	-1,11	2,69	OK
Uvedení do provozu	horní	-11,16	-21,0	-1,15	0,0	OK
	dolní	-11,61	-21,0	-0,17	0,0	OK
Konec životnosti	horní	-9,96	-21,0	-1,53	0,0	OK
	dolní	-9,34	-21,0	-0,28	0,0	OK

3.6.4 Charakteristická kombinace zatížení

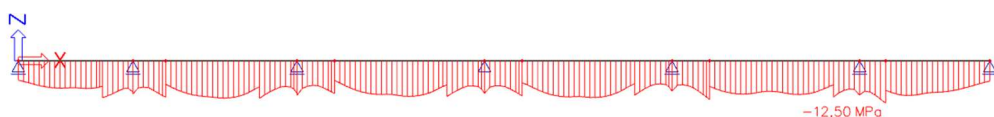
Stejně jako u časté kombinace zatížení, i zde zůstává napětí ve fázích výstavby stejné jako pro kvazi-stálou kombinaci zatížení a na následujících obrázcích 3.6.27 – 3.6.34 jsou vykresleny průběhy maximálních a minimálních hodnot napětí po konstrukci pouze pro provozní fáze. Následně je v tabulce 21 provedeno posouzení krajních hodnot napětí s limitními hodnotami. Při posuzování napětí ve fázích výstavby je uvažováno stejné zjednodušení jako v kapitole 3.6.2.



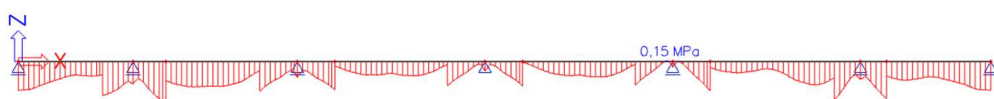
Obr. 3.6.27: Minimální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu



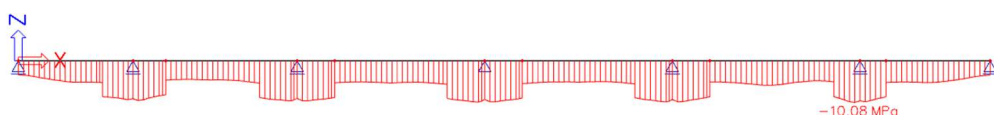
Obr. 3.6.28: Maximální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu



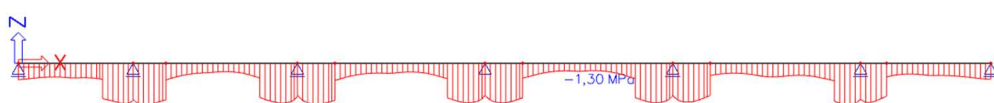
Obr. 3.6.29: Minimální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu



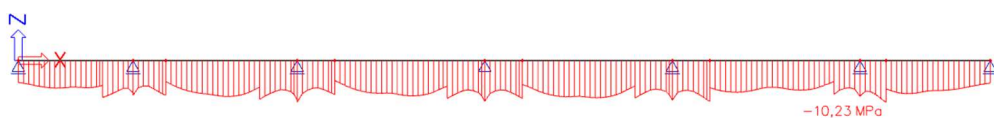
Obr. 3.6.30: Maximální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu



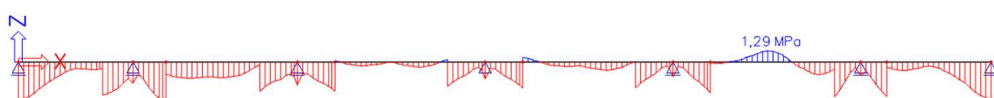
Obr. 3.6.31: Minimální napětí v horních vláknech na konci životnosti



Obr. 3.6.32: Maximální napětí v horních vláknech na konci životnosti



Obr. 3.6.33: Minimální napětí v dolních vláknech na konci životnosti



Obr. 3.6.34: Maximální napětí v dolních vláknech na konci životnosti

Tabulka 21: Posouzení napětí v betonu od charakteristické kombinace zatížení

Fáze	Vlákna	σ_{\min}	$\sigma_{\min, \text{lim}}$	σ_{\max}	$\sigma_{\max, \text{lim}}$	Posouzení
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Betonáž takt 1	horní	-	-	-	-	-
	dolní	-	-	-	-	-
Předpětí takt 1	horní	-4,18	-16,9	-1,47	2,69	OK
	dolní	-10,82	-16,9	-4,16	2,69	OK
Betonáž takt 2	horní	-4,15	-16,9	-1,50	2,69	OK
	dolní	-10,52	-16,9	-4,11	2,69	OK
Předpětí takt 2	horní	-10,44	-16,9	-0,72	2,69	OK
	dolní	-12,33	-16,9	-1,90	2,69	OK
Betonáž takt 3	horní	-10,37	-16,9	-0,87	2,69	OK
	dolní	-11,59	-16,9	-1,96	2,69	OK
Předpětí takt 3	horní	-11,42	-16,9	-1,22	2,69	OK
	dolní	-11,19	-16,9	-0,58	2,69	OK
Betonáž takt 4	horní	-11,25	-16,9	-1,27	2,69	OK
	dolní	-10,57	-16,9	-0,67	2,69	OK
Předpětí takt 4	horní	-12,01	-16,9	-1,04	2,69	OK
	dolní	-11,60	-16,9	0,70	2,69	OK
Betonáž takt 5	horní	-11,79	-16,9	-1,17	2,69	OK
	dolní	-10,95	-16,9	0,60	2,69	OK
Předpětí takt 5	horní	-12,19	-16,9	-1,13	2,69	OK
	dolní	-11,30	-16,9	1,38	2,69	OK
Betonáž takt 6	horní	-12,01	-16,9	-1,25	2,69	OK
	dolní	-10,70	-16,9	1,30	2,69	OK
Předpětí takt 6	horní	-11,75	-16,9	-1,30	2,69	OK
	dolní	-10,32	-16,9	0,89	2,69	OK
Vnesení ostatního stálého zat.	horní	-10,76	-16,9	-1,70	2,69	OK
	dolní	-9,40	-16,9	-1,11	2,69	OK
Uvedení do provozu	horní	-11,30	-21,0	-0,95	3,2	OK
	dolní	-12,50	-21,0	0,15	3,2	OK
Konec životnosti	horní	-10,08	-21,0	-1,30	3,2	OK
	dolní	-10,23	-21,0	1,29	3,2	OK

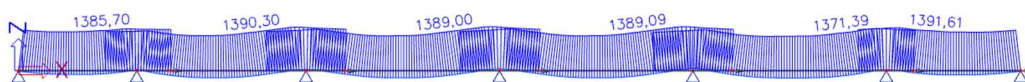
Napětí vyvolané jednotlivými kombinacemi zatížení splňuje kritéria mezního stavu použitelnosti pro omezení napětí v betonu. Ve fázích výstavby sice vznikají v betonu tahová napětí nad podporou 4, ale není překročena střední hodnota pevnosti v tahu a během provozu v tomto průřezu častá kombinace zatížení nevyvolává tahová napětí. Tedy nedochází k rozvíření případně vzniklých trhlin.

3.6.1 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí v předpínací výztuži

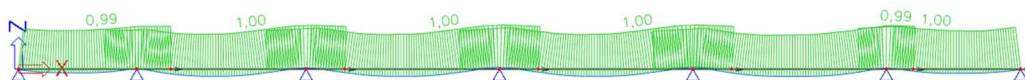
Aby bylo možné předpokládat, že v konstrukci nedojde k tvorbě nepříjemných trhlin a deformací, omezí se hodnota napětí v předpínací výztuži při charakteristické kombinaci zatížení hodnotou $k_5 f_{pk}$, přičemž k_5 se uvažuje 0,75.

$$\begin{aligned} 0,75 \cdot f_{pk} &= 0,75 \cdot 1\,860 \text{ MPa} \\ 0,75 \cdot f_{pk} &= 1\,395 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (31)$$

Maximální hodnoty napětí v předpínací výztuži po zakotvení jsou vykresleny na obrázku 3.6.35, posouzení jednotlivých ekvivalentních kabelů je následně zobrazeno na obrázku 3.6.36.



Obr. 3.6.35: Maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení



Obr. 3.6.36: Posouzení napětí v předpínací výztuži

Navržená předpínací výztuž vyhovuje podmínce mezního stavu použitelnosti omezením napětí v předpínací výztuži.

3.7 Posouzení konstrukce – mezní stav únosnosti

3.7.1 Ohyb s normálovou silou

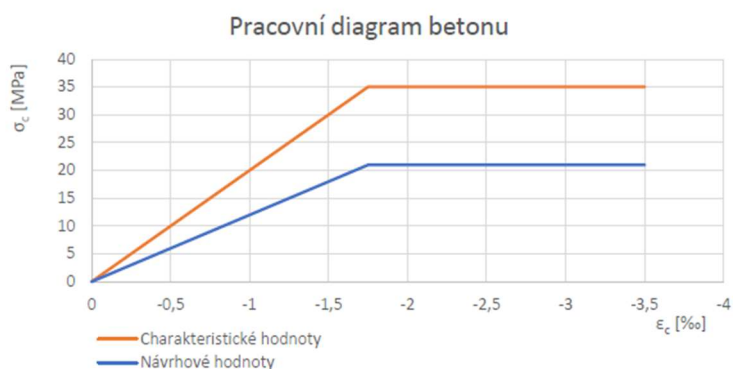
Vzhledem k postupu výstavby jsou rozhodujícími fázemi výstavby a provozu pro ověření mezního stavu únosnosti fáze uvedení do provozu a konec životnosti konstrukce, protože na konstrukci působí kromě stálých zatížení i nejvýraznější proměnné zatížení, zatížení dopravou.

Posouzení bylo provedeno podle teorie mezních přetvoření s počáteční napjatostí pomocí proužkové metody. Jako výchozí stav pro počáteční napjatost byl uvažován průřez zatížený předpětím. Následně bylo na průřez aplikováno přetvoření vyvolávající limitní přetvoření betonu ϵ_{cu3} , popřípadě limitní přetvoření předpínací výztuže ϵ_{ud} , při kterém dojde k porušení konstrukce. Použité pracovní diagramy a mezní hodnoty jsou zobrazeny na obrázku 3.7.1 pro beton a na obrázku 3.7.2 pro předpínací výztuž.

Podrobnější hodnoty výpočtu momentu únosnosti jsou uvedeny pouze pro nejnamáhanější průřez nad podporou, kterým je průřez nad podporou 4 (označený jako průřez 40) a nejnamáhanější průřez v poli, kterým je průřez uprostřed rozpětí pole 5 (označený jako průřez 55). V tabulce 22 pro fázi uvedení do provozu a v tabulce 23 pro konec životnosti je provedeno posouzení pro všechny průřezy nad podporou a uprostřed rozpětí.

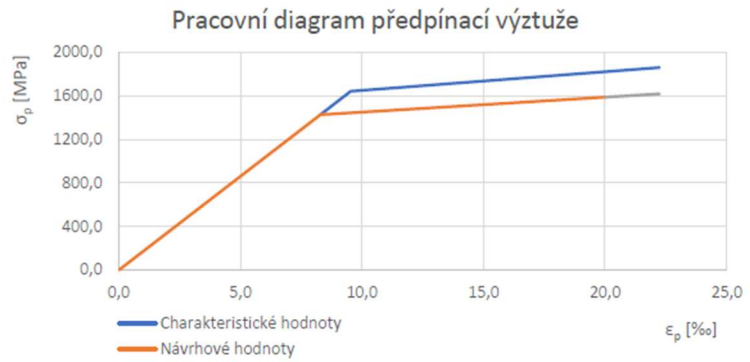
Vzhledem k tomu, že primární moment od předpětí zvyšuje únosnost průřezu, a byl tak využit při stanovení momentu únosnosti, a stejně tak je součástí kombinací pro výpočet namáhání průřezu, je třeba při posuzování konstrukce tento primární moment od návrhové hodnoty ohybového momentu odečíst.

Beton:		C35/45
γ_c	[-]	1,5
α_{cc}	[-]	0,9
f_{ck}	[MPa]	35
f_{cd}	[MPa]	21
ϵ_{c3}	[‰]	-1,75
ϵ_{cu3}	[‰]	-3,5



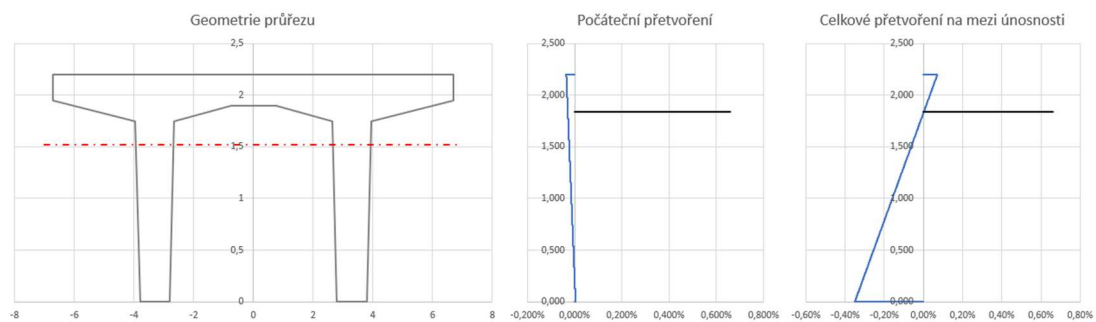
Obr. 3.7.1: Mezní hodnoty a pracovní diagram betonu

Předpínací výztuž		Y1860
ν_s	[-]	1,15
$f_{p0,1k}$	[MPa]	1640
f_{pk}	[MPa]	1860
$f_{p0,1d}$	[MPa]	1426
f_{pd}	[MPa]	1617
E_p	[GPa]	195
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	[-]	0,9
f_{pd}/E_p	[‰]	8,3
ϵ_{uk}	[‰]	22,2
ϵ_{ud}	[‰]	20,0



Obr. 3.7.2: Mezní hodnoty a pracovní diagram předpínací výztuže

Posouzení průřezu nad podporou 4 po uvedení do provozu



Obr. 3.7.3: Přetvoření průřezu 40 po uvedení do provozu

Beton:

$$\epsilon_{c,min} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{c,max} = 0,71 \text{ ‰}$$

$$N_{cd} = 64,641 \text{ MN}$$

$$M_{cd} = -50,284 \text{ MNm}$$

Poloha neutrální osy:

$$z_{NO} = 0,370 \text{ m}$$

Rozhodující porušení: Drcení betonu

Silová podmínka rovnováhy:

$$\Sigma F = 0,00 \text{ MN}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = -71,034 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž:

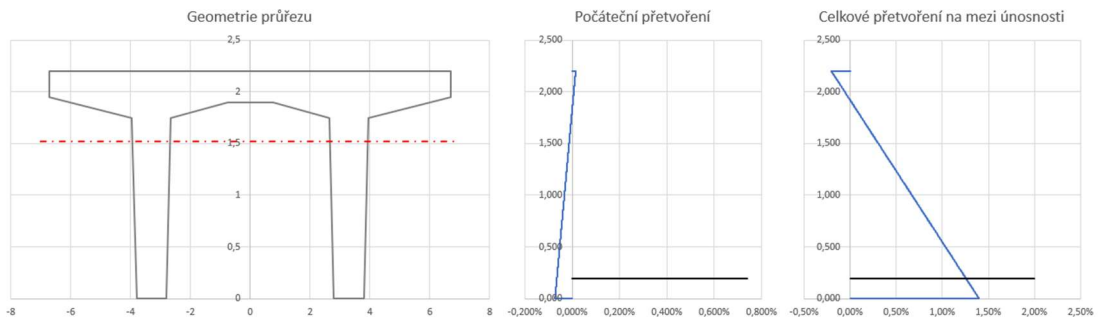
$$\epsilon_{p,celk} = 6,60 \text{ ‰}$$

$$\sigma = 1134,1 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = 64,641 \text{ MN}$$

$$M_{pd} = -20,750 \text{ MNm}$$

Posouzení průřezu v poli 5 po uvedení do provozu



Obr. 3.7.4: Přetvoření průřezu 55 po uvedení do provozu

Beton:

$$\varepsilon_{c,min} = -2,03 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c,max} = 13,98 \text{ ‰}$$

$$N_{cd} = 45,216 \text{ MN}$$

$$M_{cd} = 26,482 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž:

$$\varepsilon_{p,celk} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma = 1586,5 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = 45,216 \text{ MN}$$

$$M_{pd} = 60,092 \text{ MNm}$$

Poloha neutrální osy:

$$z_{NO} = 0,278 \text{ m}$$

Rozhodující porušení: Přetržení předpínací výztuže

Silová podmínka rovnováhy:

$$\Sigma F = 0,00 \text{ MN}$$

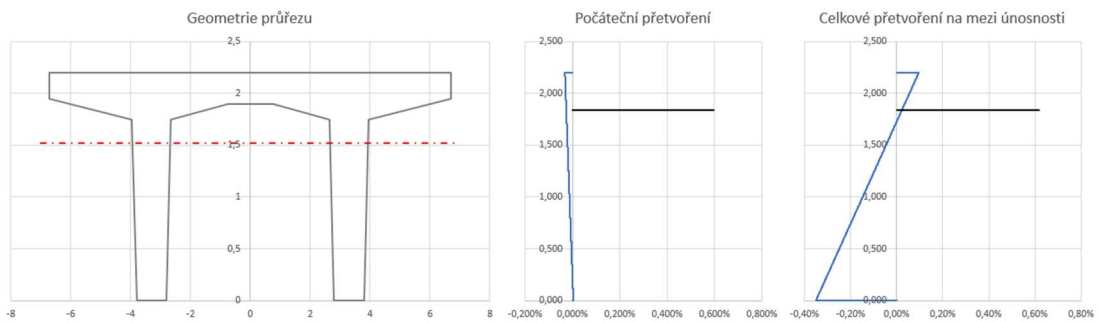
Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = 86,574 \text{ MNm}$$

Tabulka 22: Posouzení MSÚ po uvedení do provozu

Uvedení do provozu							
Průřez	M	σ_p	M_p	M_{Ed}	M_{Rd}	Využití	Posouzení
	[MNm]	[MPa]	[MNm]	[MNm]	[MNm]	[-]	
15	8,973	1319	26,28	35,25	58,49	0,60	Vyhovuje
20	-10,912	1211	-0,72	-11,64	-50,90	0,23	Vyhovuje
25	5,480	1319	49,58	55,06	86,13	0,64	Vyhovuje
30	-13,256	1224	-8,41	-21,66	-65,44	0,33	Vyhovuje
35	11,939	1322	49,70	61,63	86,13	0,72	Vyhovuje
40	-12,219	1227	-11,23	-23,44	-71,03	0,33	Vyhovuje
45	11,350	1329	49,96	61,31	86,12	0,71	Vyhovuje
50	-10,759	1206	-11,03	-21,79	-70,74	0,31	Vyhovuje
55	13,966	1316	49,85	63,81	86,57	0,74	Vyhovuje
60	-12,389	1254	-6,83	-19,22	-62,37	0,31	Vyhovuje
65	9,161	1341	29,39	38,55	61,61	0,63	Vyhovuje

Posouzení průřezu nad podporou 4 na konci životnosti



Obr. 3.7.5: Přetvoření průřezu 40 na konci životnosti

Beton:

$$\varepsilon_{c,min} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c,max} = 0,96 \text{ ‰}$$

$$N_{cd} = 60,545 \text{ MN}$$

$$M_{cd} = -49,791 \text{ MNm}$$

Poloha neutrální osy:

$$z_{NO} = 0,473 \text{ m}$$

Rozhodující porušení: Drcení betonu

Silová podmínka rovnováhy:

$$\Sigma F = 0,00 \text{ MN}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = -69,227 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž:

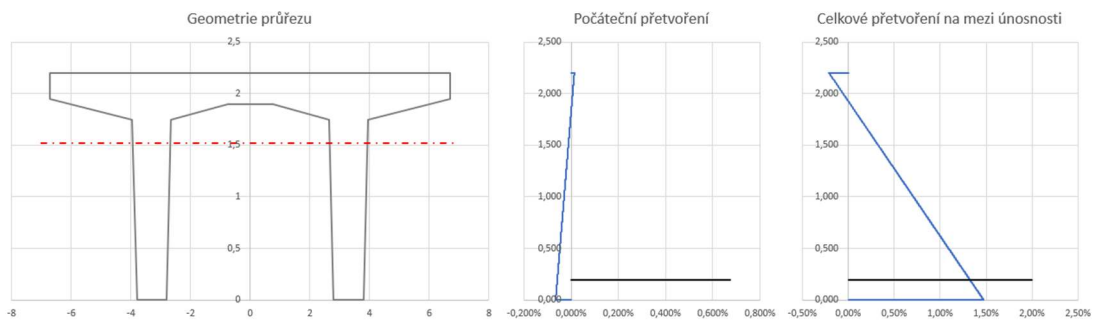
$$\varepsilon_{p,celk} = 6,18 \text{ ‰}$$

$$\sigma = 1062,2 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = 60,454 \text{ MN}$$

$$M_{pd} = -19,435 \text{ MNm}$$

Posouzení průřezu v poli 5 na konci životnosti



Obr. 3.7.6: Přetvoření průřezu 55 na konci životnosti

Beton:

$$\varepsilon_{c,min} = -2,08 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c,max} = 14,72 \text{ ‰}$$

$$N_{cd} = 45,216 \text{ MN}$$

$$M_{cd} = 26,544 \text{ MNm}$$

Předpínací výtuž:

$$\varepsilon_{p,celk} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma = 1586,5 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = 45,216 \text{ MN}$$

$$M_{pd} = 60,092 \text{ MNm}$$

Poloha neutrální osy:

$$z_{NO} = 0,273 \text{ m}$$

Rozhodující porušení: Přetržení předpínací výtuže

Silová podmínka rovnováhy:

$$\Sigma F = 0,00 \text{ MN}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = 86,636 \text{ MNm}$$

Tabulka 23: Posouzení MSÚ na konci životnosti

Konec životnosti							
Průřez	M	σ_p	M_p	M_{Ed}	M_{Rd}	Využití	Posouzení
	[MNm]	[MPa]	[MNm]	[MNm]	[MNm]	[-]	
15	11,882	1219	24,28	36,17	58,51	0,62	Vyhovuje
20	-9,212	1107	-0,66	-9,87	-50,02	0,20	Vyhovuje
25	10,507	1215	45,67	56,18	86,18	0,65	Vyhovuje
30	-14,941	1113	-7,64	-22,59	-63,93	0,35	Vyhovuje
35	15,875	1215	45,67	61,55	86,18	0,71	Vyhovuje
40	-14,866	1110	-10,15	-25,02	-69,23	0,36	Vyhovuje
45	14,932	1216	45,71	60,64	86,18	0,70	Vyhovuje
50	-14,452	1100	-10,06	-24,52	-69,06	0,35	Vyhovuje
55	19,130	1197	45,34	64,47	86,64	0,74	Vyhovuje
60	-10,958	1123	-6,11	-17,07	-60,81	0,28	Vyhovuje
65	13,301	1213	26,58	39,89	61,64	0,65	Vyhovuje

Pro posudky shodně platí, že v průřezech nad podporou dochází k porušení v mezním stavu únosnosti vlivem drcení betonu, kdežto v průřezech v poli dochází k porušení v mezním stavu únosnosti vlivem přetržení předpínací výztuže. Navržená konstrukce vyhovuje ve všech rozhodujících průřezech na kombinaci ohybového momentu a normálové síly.

3.8 Návrh spodní stavby

3.8.1 Návrh a posouzení pilířů

Spodní stavba byla rámcově navrhována na reakce vyvolané nosnou konstrukcí v hlavách pilířů kombinací zatížení mezního stavu únosnosti 6.10. Hodnoty reakcí byly odečteny z prutového modelu konstrukce a jsou vypsány v tabulce 25. Podpora P2 a P3 byla navržena jako samostatný pilíř čtvercového průřezu s délkou strany 2,20 m. Podpory P4 až P6 jsou tvořeny dvojicí pilířů čtvercového průřezu s délkou strany 1,50 m. Rozměry jednotlivých pilířů jsou vypsány v tabulce 24. Nejprve bylo provedeno ověření štíhlosti pilíře. Pokud je štíhlost prvku menší než λ_{lim} , lze dle článku 5.8.3.1 ČSN EN 1992-1-1 [9] zanedbat účinky druhého řádu. Limitní štíhlost je uvažována 75. Štíhlost pilíře se počítá pomocí rovnice 32. Pro jednotlivé velikosti průřezů byla spočítána štíhlost pro nejdélší pilíře, protože u nich je štíhlost největší. Pro stanovení účinné délky uvažujeme pilíře jako vetknuté v patě, pro které se účinná délka rovná $2L$.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2L}{\sqrt{\frac{1}{12} \frac{a^4}{a^2}}} = \frac{2L}{\sqrt{\frac{a^2}{12}}}$$
$$\lambda_{P3} = \frac{2 \cdot 11,0 \text{ m}}{\sqrt{\frac{(2,2 \text{ m})^2}{12}}} < 75 \qquad \lambda_{P4} = \frac{2 \cdot 11,25 \text{ m}}{\sqrt{\frac{(1,5 \text{ m})^2}{12}}} < 75 \qquad (32)$$
$$\lambda_{P3} = 34,6 < 75 \qquad \lambda_{P4} = 52,0 < 75$$

Účinky druhého řádu lze při výpočtech zanedbat

Tabulka 24: Rozměry pilířů

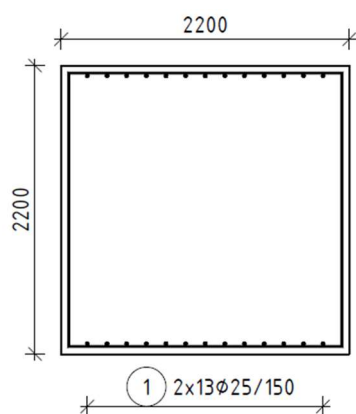
Pilíř	L	a	A	e_i
	[m]	[m]	[m ²]	[m]
P2	8,50	2,2	4,84	0,052
P3	11,00	2,2	4,84	0,067
P4	11,25	1,5	2,25	0,068
P5	11,00	1,5	2,25	0,067
P6	11,00	1,5	2,25	0,067

Tabulka 25: Vnitřní síly v pilířích

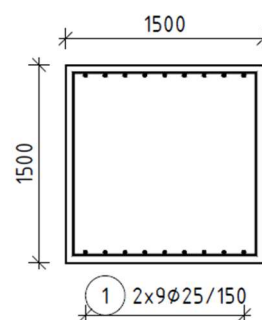
Pilíř	Hlava pilíře			Pata pilíře		
	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}
	[MN]	[MN]	[MNm]	[MN]	[MN]	[MNm]
P2	-7,520	-	0,387	-8,549	-	0,387
P3	-10,738	-	0,716	-12,069	-	0,716
P4	-10,827	0,004	0,738	-11,460	0,004	0,782
P5	-10,916	-	0,728	-11,535	-	0,728
P6	-9,047	-	0,603	-9,666	-	0,603

Pilíře byly navrženy z betonu C30/37. Pro pilíř P2 a P3 bylo navrženo vyztužení průřezu 13 profily $\phi 25$ mm při obou površích (obr. 3.8.1). Pro přehlednost byl tento průřez označen PP2,2 (průřez pilíře šířky 2,2 m). Vyztužení průřezu pilířů P4 až P6 bylo navrženo shodně 9 profily $\phi 25$ mm při obou površích (obr. 3.8.2). Průřez byl označen jako PP1,5 (průřez pilíře šířky 1,5 m).

Průřez PP2,2 byl posouzen v místě maximálního namáhání, které se nachází v patě pilíře P3 pomocí interakčního diagramu (obr. 3.8.3). Průřez PP1,5 byl vystaven maximálnímu namáhání v patě pilíře P4. Jeho posouzení na kombinaci působení normálové síly a ohybu bylo provedeno pomocí interakčního diagramu (obr. 3.8.4).



Obr. 3.8.1: Průřez PP2,2



Obr. 3.8.2: Průřez PP1,5

Posouzení průřezu PP2,2

Beton:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 18 \text{ MPa}$$

Výztuž:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

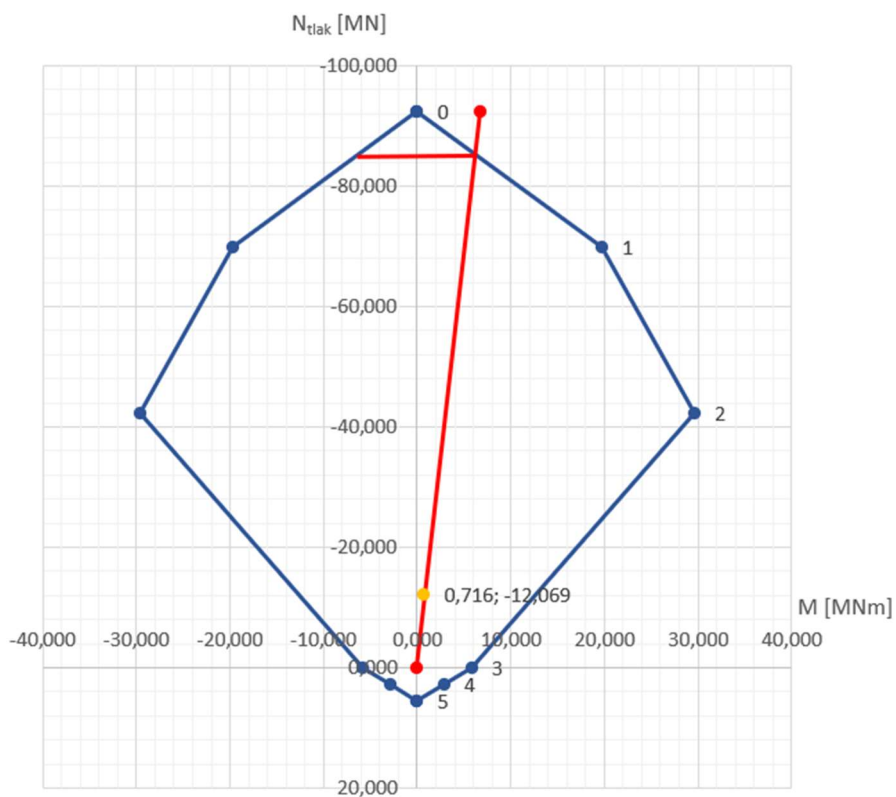
$$f_{cd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Tabulka 26: Hlavní body interakčního diagramu

Bod	N	M ⁺	M ⁻
	[MN]	[MNm]	[MNm]
0	-92,480	0,000	0,000
1	-69,984	19,731	-19,731
2	-42,229	29,604	-29,604
3	0,000	5,787	-5,787
4	2,775	2,834	-2,834
5	5,549	0,000	0,000

Interakční diagram



Obr. 3.8.3: Interakční diagram průřezu PP2,2

Posouzení průřezu PP1,5

Beton:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 18 \text{ MPa}$$

Výztuž:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

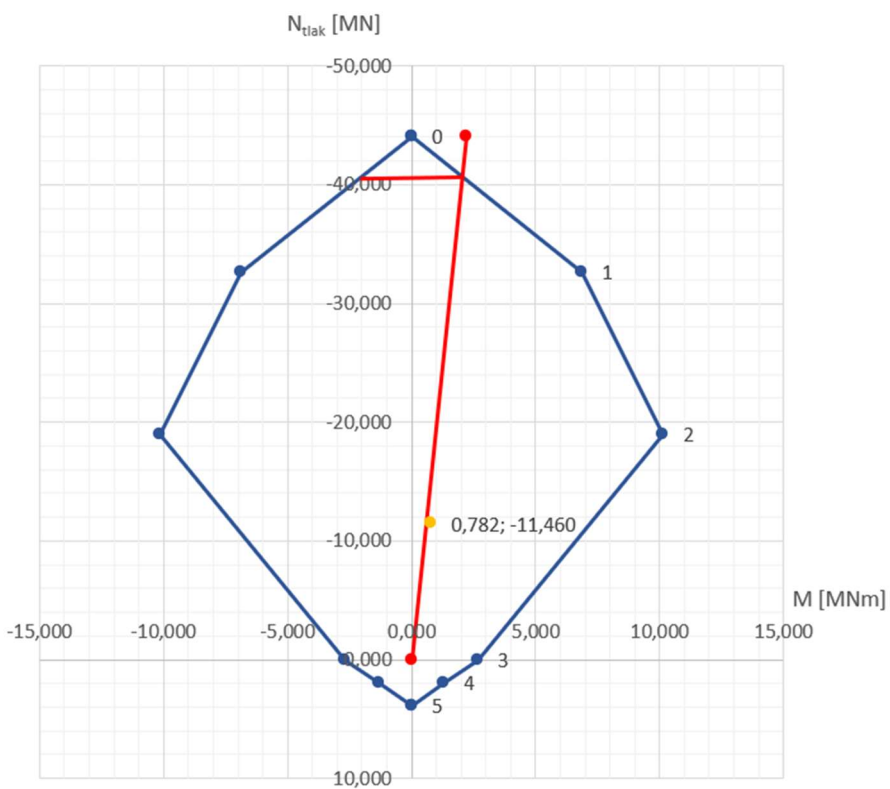
$$f_{cd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Tabulka 27: Hlavní body interakčního diagramu

Bod	N	M ⁺	M ⁻
	[MN]	[MNm]	[MNm]
0	-44,034	0,000	0,000
1	-32,625	6,860	-6,860
2	-18,940	10,142	-10,142
3	0,000	2,661	-2,661
4	1,921	1,290	-1,290
5	3,842	0,000	0,000

Interakční diagram



Obr. 3.8.4: Interakční diagram průřezu PP1,5

3.8.2 Výpočet zatížení pilot

Vzhledem k tomu, že geologie v místě stavby není známa, pro účely práce byl proveden pouze návrh maximální síly v hlavě piloty. Síly působící v hlavě piloty byly spočítány pomocí principu sedání skupiny pilot. Pro výpočet bylo zjednodušeně uvažováno, že piloty jsou k základu připojeny kloubově. Výpočet byl proveden pomocí rovnice 33, pro základy pod pilíři P3 a P4, kterými je do základu v jejich patě přenášeno největší zatížení (tabulka 28). Svislou sílu bylo navíc potřeba zvětšit o tíhu samotného základu a moment o vodorovnou sílu působící na rameni rovnému výšce základu. Rozmístění pilot je zobrazeno na obrázku 3.8.5 a poloha vůči středu vypsána v tabulce 29, ve které jsou také uvedeny jednotlivé vypočtené síly působící v hlavě piloty.

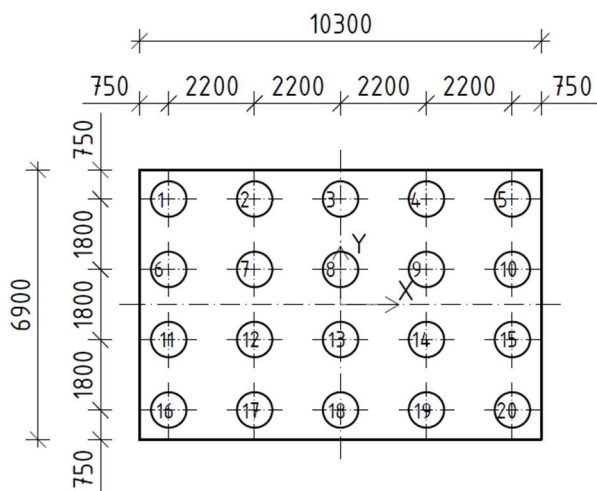
$$\sigma_z = \frac{N_z}{n \cdot A_b} + \frac{M_y \cdot x_i}{n \cdot A_b \cdot x_i^2} + \frac{M_z \cdot y_i}{n \cdot A_b \cdot y_i^2} \quad (33)$$

$$F_i = \sigma_z \cdot A_b = \frac{N_z}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma x_i^2} + \frac{M_z \cdot y_i}{\Sigma y_i^2}$$

$$\Sigma x_i^2 = (-4,4 \text{ m})^2 + (-2,2 \text{ m})^2 + (0,0 \text{ m})^2 + (2,2 \text{ m})^2 + (4,4 \text{ m})^2 \quad (34)$$

$$\Sigma x_i^2 = 48,4 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_i^2 = (2,7 \text{ m})^2 + (0,9 \text{ m})^2 + (-0,9 \text{ m})^2 + (-2,7 \text{ m})^2 \quad (35)$$



Obr. 3.8.5: Rozmístění pilot pod základem

Tabulka 28: Zatížení působící v základu

Základ	G	N _p	V _p	M _p	N _D	M _D
	[MN]	[MN]	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
pod P3	2,665	12,069	-	0,716	14,734	0,716
pod 34	2,665	11,46	0,004	0,782	14,125	0,788

Tabulka 29: Výpočet sil působících v hlavě piloty

Pilota i	Poloha v základu		pod P3	pod P4
	x [m]	y [m]	Fi [MN]	Fi [MN]
1	-4,4	2,7	0,856	0,838
2	-2,2	2,7	0,856	0,838
3	0	2,7	0,856	0,838
4	2,2	2,7	0,856	0,838
5	4,4	2,7	0,856	0,838
6	-4,4	0,9	0,776	0,750
7	-2,2	0,9	0,776	0,750
8	0	0,9	0,776	0,750
9	2,2	0,9	0,776	0,750
10	4,4	0,9	0,776	0,750
11	-4,4	-0,9	0,697	0,662
12	-2,2	-0,9	0,697	0,662
13	0	-0,9	0,697	0,662
14	2,2	-0,9	0,697	0,662
15	4,4	-0,9	0,697	0,662
16	-4,4	-0,9	0,697	0,662
17	-2,2	-0,9	0,697	0,662
18	0	-0,9	0,697	0,662
19	2,2	-0,9	0,697	0,662
20	4,4	-0,9	0,697	0,662

Maximální síla působící v hlavě piloty, na kterou by bylo potřeba piloty dimenzovat je 0,856 MN.

4 Závěr

Na základě stanoveného zatížení a z něho sestavených kombinací byl proveden návrh předpínací výztuže. Při posouzení prvotního návrhu předpětí však při podrobnějším výpočtu pomocí časově závislé analýzy s uvážením postupu výstavby bylo zjištěno, že dochází k výrazným tahům v dolních vláknech nad podporami. Po úpravě vedení předpínací výztuže bylo nutné pro finální návrh předpětí zvýšit počet předpínacích lan.

Takto navržená konstrukce byla posouzena jak v mezním stavu použitelnosti, tak v mezním stavu únosnosti. V posledních kapitolách byl proveden rámcový návrh spodní stavby.

Seznam obrázků

Obr. 2.1.1: Úsek rychlostní silnice R2 Mýtina – Tomášovce [1]	10
Obr. 2.2.1: Příčný řez mostem (nad podporou tvořenou dvěma pilíři)	11
Obr. 2.2.2: Příčný řez mostem (nad podporou tvořenou jedním pilířem)	11
Obr. 2.2.3: Podélný řez mostem	12
Obr. 2.3.1: Schéma betonáže na skruži [2]	13
Obr. 2.3.2: Schéma vysouvané konstrukce [2]	13
Obr. 2.3.3: Schéma letmé betonáže [2]	13
Obr. 2.3.4: Schéma otáčení konstrukce [2]	13
Obr. 2.3.5: Schéma montáže jeřábem [2]	13
Obr. 2.3.6: Schéma zavážecího mostu [3]	13
Obr. 2.3.7: Schéma montážního mostu [3]	13
Obr. 2.3.8: Schéma montáže na skruži [3]	14
Obr. 2.3.9: Schéma letmo v rovnovážných konzolách [2]	14
Obr. 2.3.10: Schéma letmé montáže vpřed [2]	14
Obr. 2.3.11: Schéma výsuvného mostu [2]	14
Obr. 2.3.12: Konstrukce betonovaná na skruži [4]	15
Obr. 2.3.13: Konstrukce stavěná na přestavné skruži [5]	15
Obr. 3.1.1: Průřez konstrukce mostu	19
Obr. 3.1.2: Průřez ztužujícího příčnicku	20
Obr. 3.2.1: Vnitřní síly od stálého zatížení	21
Obr. 3.2.2: Vnitřní síly od oteplení konstrukce	23
Obr. 3.2.3: Vnitřní síly od ochlazení konstrukce	23
Obr. 3.2.4: Obálka posouvajících sil od dopravy na pravém trámu	25
Obr. 3.2.5: Obálka momentů od dopravy na pravém trámu	25
Obr. 3.2.6: Obálka posouvajících sil od dopravy na levém trámu	25
Obr. 3.2.7: Obálka momentů od dopravy na levém trámu	26
Obr. 3.2.8: Obálka posouvajících sil od dopravy	26
Obr. 3.2.9: Obálka momentů od dopravy	26
Obr. 3.2.10: Obálky vnitřních sil od dopravy na prutovém modelu konstrukce	27
Obr. 3.4.1: Obálka vnitřních sil pro charakteristickou kombinaci zatížení	29
Obr. 3.4.2: Excentricita předpínacích kabelů	30
Obr. 3.4.3: Poloha předpětí v průřezu nad podporou a v poli	33
Obr. 3.4.4: Schéma jednotlivých taktů konstrukce	35
Obr. 3.4.5: Napětí v horních vláknech - od časté kombinace zatížení na konci životnosti	35
Obr. 3.4.6: Napětí v dolních vláknech - od časté kombinace zatížení na konci životnosti	35
Obr. 3.6.1: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 1	38

Obr. 3.6.2: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 1.....	38
Obr. 3.6.3: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 2	39
Obr. 3.6.4: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 2.....	39
Obr. 3.6.5: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 3	39
Obr. 3.6.6: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 3.....	39
Obr. 3.6.7: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 4	39
Obr. 3.6.8: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 4.....	39
Obr. 3.6.9: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 5	39
Obr. 3.6.10: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 5.....	39
Obr. 3.6.11: Napětí v horních vláknech po předpětí taktu 6	39
Obr. 3.6.12: Napětí v dolních vláknech po předpětí taktu 6.....	40
Obr. 3.6.13: Napětí v horních vláknech po zatížení ostatním stálým zatížením	40
Obr. 3.6.14: Napětí v dolních vláknech po zatížení ostatním stálým zatížením	40
Obr. 3.6.15: Napětí v horních vláknech po uvedení do provozu	40
Obr. 3.6.16: Napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu	40
Obr. 3.6.17: Napětí v horních vláknech na konci životnosti	40
Obr. 3.6.18: Napětí v dolních vláknech na konci životnosti.....	40
Obr. 3.6.19: Minimální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu.....	42
Obr. 3.6.20: Maximální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu	42
Obr. 3.6.21: Minimální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu	42
Obr. 3.6.22: Maximální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu.....	42
Obr. 3.6.23: Minimální napětí v horních vláknech na konci životnosti.....	42
Obr. 3.6.24: Maximální napětí v horních vláknech na konci životnosti	42
Obr. 3.6.25: Minimální napětí v dolních vláknech na konci životnosti	42
Obr. 3.6.26: Maximální napětí v dolních vláknech na konci životnosti.....	42
Obr. 3.6.27: Minimální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu.....	44
Obr. 3.6.28: Maximální napětí v horních vláknech po uvedení do provozu	44
Obr. 3.6.29: Minimální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu	44
Obr. 3.6.30: Maximální napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu.....	44
Obr. 3.6.31: Minimální napětí v horních vláknech na konci životnosti.....	44
Obr. 3.6.32: Maximální napětí v horních vláknech na konci životnosti	44
Obr. 3.6.33: Minimální napětí v dolních vláknech na konci životnosti	44
Obr. 3.6.34: Maximální napětí v dolních vláknech na konci životnosti.....	44
Obr. 3.6.35: Maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení	46
Obr. 3.6.36: Posouzení napětí v předpínací výztuži	46
Obr. 3.7.1: Mezní hodnoty a pracovní diagram betonu	47
Obr. 3.7.2: Mezní hodnoty a pracovní diagram předpínací výztuže	48
Obr. 3.7.3: Přetvoření průřezu 40 po uvedení do provozu.....	48

Obr. 3.7.4: Přetvoření průřezu 55 po uvedení do provozu	49
Obr. 3.7.5: Přetvoření průřezu 40 na konci životnosti	50
Obr. 3.7.6: Přetvoření průřezu 55 na konci životnosti	51
Obr. 3.8.1: Průřez PP2,2	54
Obr. 3.8.2: Průřez PP1,5	54
Obr. 3.8.3: Interakční diagram průřezu PP2,2	55
Obr. 3.8.4: Interakční diagram průřezu PP1,5	56

Seznam tabulek

Tabulka 1: Hodnoty svislých rozdílů teplot nosné konstrukce.....	22
Tabulka 2: Výsledné zatížení teplotou	23
Tabulka 3: Zatížení dopravou.....	24
Tabulka 4: Použité hodnoty dílčích součinitelů zatížení	28
Tabulka 5: Použité hodnoty kombinačních součinitelů	28
Tabulka 6: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 1	33
Tabulka 7: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 2	33
Tabulka 8: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 3	33
Tabulka 9: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 4	34
Tabulka 10: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 5	34
Tabulka 11: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 6	34
Tabulka 12: Pořadí fází výstavby.....	34
Tabulka 13: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 1	36
Tabulka 14: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 2	36
Tabulka 15: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 3	36
Tabulka 16: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 4	36
Tabulka 17: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 5	36
Tabulka 18: Tečnový polygon ekvivalentního kabelu 6	37
Tabulka 19: Posouzení napětí v betonu od kvazi-stálé kombinace zatížení	41
Tabulka 20: Posouzení napětí v betonu od časté kombinace zatížení.....	43
Tabulka 21: Posouzení napětí v betonu od charakteristické kombinace zatížení	45
Tabulka 22: Posouzení MSÚ po uvedení do provozu.....	49
Tabulka 23: Posouzení MSÚ na konci životnosti.....	51
Tabulka 24: Rozměry pilířů	53
Tabulka 25: Vnitřní síly v pilířích	54
Tabulka 26: Hlavní body interakčního diagramu	55
Tabulka 27: Hlavní body interakčního diagramu	56
Tabulka 28: Zatížení působící v základu.....	57
Tabulka 29: Výpočet sil působících v hlavě piloty.....	58

Seznam použité literatury

- [1] Mýtna - Lovinobaňa, Tomášovce. In: *Národná diaľničná spoločnosť* [online]. Bratislava: Národná diaľničná spoločnosť, a. s. [cit. 2021-11-22]. Dostupné z: <https://www.ndsas.sk/stavby/vystavba/mytna-lovinobana-tomasovce>
- [2] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.
- [3] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Vyd. 1. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.
- [4] MACHÁČEK, Jiří. Mostní stavby na Silničním okruhu kolem Prahy – úseku 513 Vestec – Lahovice. *Silnice železnice* [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media, 2002-2022 [cit. 2022-05-10]. ISSN 1803-8441. Dostupné z: http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/mostni-stavby-na-silnicnim-okruhu-kolem-prahy-useku-513-vestec-lahovice/?fbclid=IwAR3cFhye0j7x8VpARrF9y6NfLeRxck-KfP55mSLUoofSfM7-hdDR2_W6Wk#foto_clanek
- [5] MOST NAD ÚDOLÍM A LESNÍMI CESTAMI. In: *Stráský, Hustý a partneři s.r.o.* [online]. Brno [cit. 2022-05-10]. Dostupné z: https://www.shp.eu/projekty/most-nad-udolim-a-lesnimi-cestami/77?fbclid=IwAR3x3L2P45Yr2AnEaTaD0KTm6O6vPDJYVmUWH_8xDsEG-tMxi1hFc6SLSgY
- [6] ČSN EN 1991-1-5. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [7] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [8] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [9] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Seznam příloh

1	Půdorys – levý most	1:250
2	Vzorové příčné řezy – levý most	1:100
3	Podélný řez levým mostem	1:250
4	Schéma vedení kabelů předpětí	1:250/50; 1:100
5	Postup výstavby – levý most	1:1000